سال سی و چهارم، شمارهٔ یک، ۱۴۰۰
DOI: 10.22067/jfcei.2021.68094.1008

بررسی رفتار دیوارهای مرکزگرای پایه-گهواره‌ای و گهواره‌ای دوگانه تحت شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای دور و نزدیک گسل *

مقاله پژوهشی

اسماعیل محمدی ده‌چشمه[۱]   وحید بروجردیان[۲]

چکیده *در این تحقیق، به بررسی رفتار لرزه‌ای دیوارهای بتنی مرکزگرای گهواره‌ای در دو حالت پایه- گهواره‌ای و گهواره‌ای دوگانه پرداخته شد. برای تحلیل‌های لرزه‌ای از سه مجموعه شتاب‌نگاشت شامل ۲۲ شتاب‌نگاشت دور از گسل، ۱۴ شتاب‌نگاشت نزدیک گسل دارای پالس و ۱۴ شتاب‌نگاشت نزدیک گسل بدون پالس استفاده شد. به این منظور، سازه‌های ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های مزبور مورد تحلیل تاریخچه - زمانی غیرخطی قرار گرفتند. براساس مساحت کابل پیش‌تنیده مورداستفاده در دیوار، سه نوع دیوار گهواره‌ای دوگانه در نظرگرفته‌شد و رفتار لرزه‌ای آن با رفتار دیوار پایه - گیردار و پایه - گهواره‌ای مقایسه شد. مدل‌سازی‌ها در نرم‌افزار OpenSEES و به‌صورت دوبعدی انجام‌شدند. برای صحت‌سنجی مدل‌سازی، از داده‌های آزمایشگاهی موجود در خصوص دیوارهای پایه - گیردار و پایه - گهواره‌ای استفاده شد. به‌منظور مطالعه‌ی تطبیقی سازه‌های موردنظر، ضرایب مطلوبیت براساس کاهش اثرات مودهای بالا و کاهش جابه‌جایی‌های نسبی پس‌ماند تعریف شد. نتایج نشان داد، به‌طور کلی شاخص مطلوبیت دیوارهای گهواره‌ای دوگانه بیشتر از سایر سیستم‌های موردمطالعه در این تحقیق است. علاوه‌بر این، کاهش مساحت کابل در بلوک تحتانی دیوارهای گهواره‌ای دوگانه در کاهش اثرات مودهای بالا بسیار مؤثر است.*

واژه‌های کلیدی سیستم مرکزگرا، دیوار گهواره‌ای، جابه‌جایی نسبی پس‌ماند، پس‌کشیدگی، اثر مودهای بالا.

Investigation of the Behavior of Self-Centering Base- and Double- Rocking Walls Subjected to Far-Field and Near-Field Earthquakes

E. Mohammadi Dehcheshmeh   V. Broujerdian

Abstract *In the present study, the seismic behavior of self-centering rocking wall systems in both types of base-rocking and double-rocking was investigated. To conduct seismic analyses, three sets of seismic records were considered including 22 Far-Field (FF) ground motions and 28 Near-Field (NF) ground motions that half of which are Pulse-like (Pulse). These ground motions were used for nonlinear time-history analysis of structures with 8, 12, 16 and 20 floors. Based on the area of prestressing cables, three types of double-rocking walls are considered and compared with the base-rocking and the fixed base walls. Numerical modelling was conducted via OpenSEES software in two-dimensional space. For the sake of validation, the available experimental data of base rocking and fixed base walls was used. To compare the seismic performance of the structures, some desirability coefficients have been defined. These coefficients were based on the reduction of the higher mode effects and the reduction of the inter-story residual drifts. The results showed that generally, the double-rocking walls provides higher desirability coefficients than the other considered systems. Furthermore, the double-rocking walls by reducing the cable area in the bottom block (R2-H1) are more effective in reducing the effects of higher modes.*

Key Word Self-Centering System, Rocking Wall, Residual Drift, Post-Tensioning, Higher Mode Effects.

---

* تاریخ دریافت مقاله ۱۳۹۹/۱۰/۱۲ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۰/۲/۱۱ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری زلزله، دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران.

(۲) نویسندهٔ مسئول، استادیار، دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران.

Email: broujerdian@iust.ac.ir

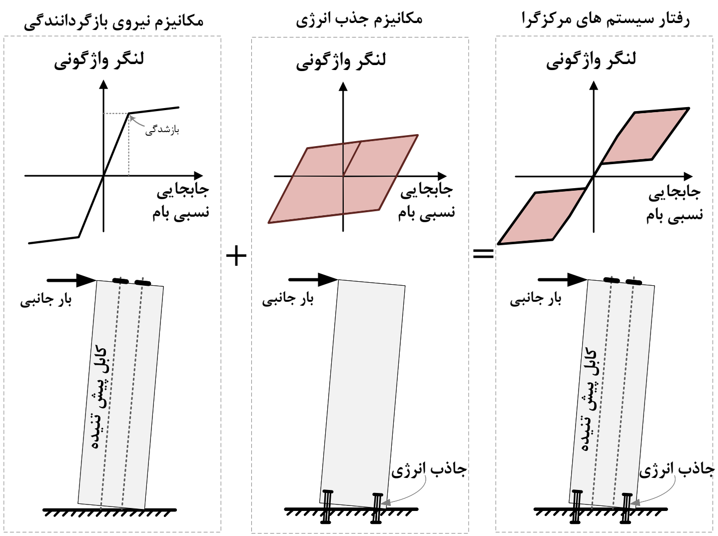
مقدمه

سیستم‌های مرکزگرا تحت بارهای جانبی، با خصوصیات رفتاری تعریف‌شده برای تحمل بارهای جانبی درنظر گرفته می‌شوند که شامل: ۱. تأمین مکانیزم نیروی بازگردانندگی (Restoring Force Mechanism) و۲. تأمین مکانیزم جذب انرژی (Energy Dissipation Mechanism) می‌باشند.

هدف این دو مکانیزم در سازه، ایجاد منحنی‌های پرچمی‌شکل نیرو- جابه‌جایی تحت بارهای جانبی چرخه‌ای مطابق شکل (۱) می‌باشد. هدف استفاده از مکانیزم نیروی بازگردانندگی در سیستم، بازگرداندن سازه‌ی تغییرشکل‌یافته تحت بارهای جانبی به موقعیت اولیه‌ی خود می‌باشد. رفتار دوخطی نشان داده‌شده‌ی شکل (۱) مربوط به مکانیزم بازگردانندگی هست که در آن استهلاک انرژی سیستم تأمین نمی‌شود. برای تأمین مکانیزم جذب انرژی در سیستم، می‌بایست المان‌های جذب انرژی تعبیه گردند، که نمودار جذب انرژی مطابق شکل (۱) رفتار مرکزگرایی در سیستم ایجاد نمی‌کند. با ترکیب این دو مکانیزم رفتار پرچمی‌شکل مطابق شکل ایجاد می‌گردد.

سیستم‌های گهواره‌ای یکی از سیستم‌های متداول مرکزگرا می‌باشند که در آنها هر دو مکانیزم نیروی بازگردانندگی و جذب انرژی در سیستم تأمین می‌گردد. تحقیقات مختلفی در مورد سیستم‌های گهواره‌ای صورت گرفته‌است که شروع تحقیقات درمورد سیستم‌های دیوار گهواره‌ای با بررسی مفاهیم طراحی، مطالعات آزمایشگاهی و مطالعات پارامتریک [1-10] انجام شد و هم‌چنین شروع تحقیقات در سیستم‌های مهاربندی گهواره‌ای با بررسی مفاهیم روش طراحی، مطالعات آزمایشگاهی و مطالعات پارامتریک [11-13] آغاز شد.

ویب [14] اثرات مودهای بالا در سازه‌هایی با رفتار سیستم‌های پایه- گهواره‌ای را منفی می‌دانست و نیز اعتقاد داشت این اثرات اگر در طراحی درنظر گرفته نشود ممکن است سازه متحمل خرابی گردد. اگر سازه در مقابل این اثرات طراحی گردد، ممکن است طراحی سازه غیراقتصادی باشد. پس می‌بایست اثرات مودهای بالا در سازه به‌نحوی کاهش پیدا کند. درصد مشارکت مودهای مختلف در ایجاد برش و لنگر در ارتفاع برای حالت تیر برشی و خمشی بررسی شد و نشان داده شد که در دو حالت تیر برشی و تیر خمشی، کاهش گیرداری در پایه و ایجاد رفتار مفصلی در پایه، اثرات مودهای بالاتر در ایجاد تلاش‌های اضافی در سازه بیشتر می‌شود.



شکل ۱ رفتار سیستم مرکزگرا

ویب و کریستوپولوس [15] نشان دادند بیشتر پاسخ‌های ساختمان‌های میان‌مرتبه با مود ۱ و ۲ کنترل می‌شود ولی در سازه‌های بلندمرتبه مودهای بالاتر نیز بر پاسخ‌های سازه تأثیرگذار می‌باشد.

ویب و کریستوپولوس [16] و خان‌محمدی و حیدری [17] به اثرات مودهای بالا و کاهش این اثرات بااستفاده از سیستم دیوار برشی چندگانه‌ی گهواره‌ای در ارتفاع، پرداختند. در حالت حرکت پایه- گهواره‌ای در سازه‌های بلند، نیروی برشی طبقات و لنگر ناشی از اثرات مودهای بالا، افزایش می‌یابد و توسعه‌ی سیستم گهواره‌ای چندگانه در ارتفاع موجب کاهش لنگر خمشی در ارتفاع سازه می‌شود و نیز در پایان تحلیل‌ها بدون تغییرشکل پس‌ماند در سازه و یا مقدار اندک ایجاد می‌شود. هم‌چنین نشان داده‌شده‌است که به‌کارگیری سیستم‌های گهواره‌ای چندگانه، باعث افزایش تقاضای نیروی پیش‌تنیدگی در کابل‌ها و نیز کاهش تقاضای چرخش در دیوارها می‌گردد. جابه‌جایی‌های پس‌ماند و ضربه‌های ایجادشده در سطوح تماس قابل صرف‌نظر می‌باشد. کشش ایجادشده در قسمت میانی دیوار قابل صرف‌نظر می‌باشد که این موضوع برای ساختمان‌های بلند نسبت‌به ساختمان‌های کوتاه کمتر اهمیت دارد. توسعه‌ی سیستم‌های گهواره‌ای چندگانه در ارتفاع برای ساختمان‌های کوتاه (کمتر از ۸ طبقه) مؤثر نمی‌باشد. در ساختمان‌های بلند با افزایش تعداد بلوک گهواره‌ای در دیوار، راندمان دیوار بیشتر می‌شود. در این تحقیقات پروفیل جابه‌جایی نسبی سازه‌های گهواره‌ای چندگانه با پایه- گهواره‌ای کاملا متفاوت بوده و ماکزیمم جابه‌جایی نسبی ایجادشده در سازه‌ها برابر نبوده‌است. سیستم‌های گهواره‌ای چندگانه‌ی کوتاه‌مرتبه برای ساخت به‌صورت پیش‌ساخته نیز موردبررسی قرار می‌گیرد [18]. در تحقیقی که برروی این سیستم‌های کوتاه‌مرتبه انجام‌شده است، نشان داده‌شده که استفاده از جاذب انرژی با مقطع کاهش‌یافته به‌صورت آرماتور طولی نچسبیده در دیوار، ترک و خردشدگی بتن مشاهده نمی‌گردد و این سیستم‌ها نسبت سه نوع دیوار بتن مسلح متداول آیین‌نامه‌ای، دیوار ترکیبی پیش‌ساخته و درجا و دیوار پیش‌ساخته با مقطع کاهش‌یافته آرماتور طولی چسبنده، جذب انرژی و ظرفیت تغییرشکلی آن حداکثر و هم‌چنین زوال سختی و مقاومت آن حداقل می‌باشد.

سیستم‌های پایه- گهواره‌ای همراه با سیستم‌های سازه‌ی قاب خمشی نیز می‌توانند مورداستفاده قرار گیرند. شوجان و همکاران [19] نشان دادند که اثر مودهای بالا در سیستم‌های گهواره‌ای با پایه‌ی مفصل، غیرقابل صرف‌نظر می‌باشد و نیز طراحی با مود اول غیرمحافظه‌کارانه در تخمین نیروهای برشی و لنگر خمشی می‌باشد. جابه‌جایی‌های سازه، مؤثر از مودهای بالا نمی‌باشند. علاوه‌بر این سیستم دیوار گهواره‌ای در قاب‌ها تمایل به ارتعاش سازه با مود گهواره‌ای دارد و نیز تمایل به از بین بردن اثر مودهای بالاتر در قاب‌ها را دارد که این منجر به افزایش اثرات مودهای بالا می‌شود.

زائو و لو [20] درصد گیرداری پایه‌ی هسته‌ی گهواره‌ای و نسبت سختی هسته‌ی گهواره‌ای به قاب خمشی برروی رفتار دینامیکی این سیستم‌ها را موردبررسی قرار دادند. به‌منظور مدل‌سازی قاب خمشی و سیستم هسته‌ی گهواره‌ای به‌ترتیب از تیر برشی و تیر خمشی استفاده شد. سپس به حل فرم بسته پرداخته شد و نیز با نتایج نرم‌افزار اجزای محدود مورد صحت‌سنجی قرارگرفت. در این تحقیق سعی بر تعیین محدوده‌ی گیرداری پایه و نسبت سختی هسته‌ی گهواره‌ای به قاب است که منجر به ایجاد یک توزیع یکنواخت جابه‌جایی نسبی و نیز کاهش اثرات مودهای بالا به‌دلیل حذف گیرداری پایه‌ی دیوار گهواره‌ای شده‌است.

اثر مودهای بالا نیز در سیستم‌های گهواره‌ای مهاربندی مطرح می‌باشد که می‌تواند آثار نامطلوب و غیرقابل صرف‌نظری در این سیستم‌ها ایجاد نماید [21]. ویب و همکاران [22,23] در سیستم‌های مهاربندی

گهواره‌ای نیز برای کاهش اثرات منفی مودهای بالا، راهکارهای ایجاد بلوک گهواره‌ای در ارتفاع را به‌منظور کاهش خمش در هسته و هم‌چنین ایجاد مستهلک‌کننده‌ی انرژی در پایین هسته را برای کاهش نیروی برشی ایجادشده توصیه کرده‌اند. رفتار تاریخچه- زمانی این سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفت. سازه‌ها تحت رکوردهای لرزه‌ای، با ایجاد دو مکانیزم حرکت گهواره ای چندگانه در ارتفاع و جاذب انرژی در پایین هسته، مؤثر تلقی شد.

استیل و ویب [24] نشان دادند که اضافه کردن اعضای مهاربند کمانش‌پذیر در قسمت‌های مختلف هسته ی گهواره‌ای نیز می‌تواند تأثیر مثبت در کاهش اثرات مودهای بالا داشته باشد. هم‌چنین برای جلوگیری از خرابی سازه، ناشی از اثرات مودهای بالا، بهتر است سازه در سطح MCE طراحی گردد. هم‌چنین این سیستم‌ها با دو ضریب رفتار متفاوت ۸ و ۲۰ مورد بررسی قرار گرفته شد و نشان داد که در سازه‌های بلند طراحی‌شده با ضریب رفتار بزرگ‌تر از ۸ می‌توان جابه‌جایی نسبی سازه را در سطح زلزله‌ی MCE به ۲,۵ درصد محدود نمود [25]. مقاطع گهواره‌ای در نیمه‌ی پایین مقطع مؤثرتر از نیمه‌ی بالایی مقطع می‌باشند. اضافه کردن بلوک گهواره‌ای سوم در ساختمان ۳۰ طبقه مؤثرتر از ساختمان‌های ۲۰ طبقه می‌باشد [26].

برای تحلیل و طراحی سیستم‌های گهواره‌ای پایه و چندگانه نیز تحقیقات مختلفی صورت گرفته‌است. بادیکا و ویجای‌کریما [27] به محاسبه‌ی نیروی برشی لرزه‌ای سیستم‌های ترکیبی دیوارهای بتنی پیش‌ساخته پرداختند. ابتدا به معادلات تعیین نیروی برشی دیوارهای پیش‌ساخته، دیوارهای پیش‌تنیده‌ی گهواره‌ای و نیز دیوارهای بتن مسلح معمولی پرداختند. سپس این معادلات بااستفاده از تحلیل تاریخچه- زمانی مورد مقایسه و بررسی قرار گرفت و نیز نیروهای برشی توزیع‌شده در ارتفاع مورد ارزیابی قرار گرفت.

نجم و همکاران [28] یک روش ساده‌ی تحلیل مودال پوش‌آور برای تخمین تقاضای غیرخطی لرزه‌ای سازه‌های بلند دارای هسته‌ی گهواره‌ای را ارائه دادند.

این روش با هر مود ارتعاشی قابل‌توجه گسترش یافته‌است، درحالی‌که ضریب اصلاح جابه‌جایی هر مود بااستفاده از نمودار پرچمی‌شکل چرخه‌ای دیوار گهواره‌ای محاسبه شده‌است. دقت این روش بااستفاده از روش تقاضای لرزه‌ای به‌دست‌آمده از پاسخ غیرخطی سازه‌ی ۲۰ طبقه‌ی دارای دیوار گهواره‌ای موردنظر، بررسی‌شده‌است. روش پیشنهادی برای پیش‌بینی هر دو روش تقاضای مود ترکیبی و تکی با یک دقت قابل‌قبول می‌تواند به‌عنوان یک گزینه‌ی مناسب برای تحلیل طراحی و تعیین عملکرد سیستم‌های دیوار گهواره‌ای در سازه‌های بلند مورداستفاده قرار گیرد.

قریشی و وارینت‌چای [29] یک روش طراحی براساس عملکرد مختلف درجهت کاهش تقاضای غیرخطی لرزه‌ای سازه‌ها ارائه دادند. ابتدا یک ساختمان ۲۰ طبقه براساس روش مستقیم تغییرمکان طراحی کردند و سپس دو روش طراحی برای پیش‌بینی نیروهای ناشی از اثرات مودهای بالا استفاده نمودند و جزئیات هر روش را در کاهش اثرات مودهای بالا موردبررسی قرار دادند. نتایج تحلیل تاریخچه- زمانی برای مناطق با خطر لرزه‌ای متوسط و زیاد، اثربخشی روش طراحی براساس عملکرد در برآورد تقاضای جابه‌جایی را نشان می‌دهد، درحالی‌که روش ساده‌شده و روش اصلاح‌شده‌ی جمع آثار مودال (Modified Modal Superposition) به‌ترتیب برای برآورد ظرفیت طراحی به‌ترتیب محافظه‌کارانه و غیرمحافظه کارانه می‌باشند.

پاناگیو و رسترپو [30] روش پیشنهادی طراحی برای سازه‌های دیوار بتن مسلح بلند دارای دو مفصل پلاستیک (Dual Plastic Hinge) متمرکز در ارتفاع را ارائه

دادند. در روش پیشنهادی یک مفصل پلاستیک در پایه و دیگری در میانه‌ی ارتفاع قرار می‌گیرد که این موضوع باعث کاهش اثرات مودهای بالا در دیوارهای بلند می‌شود. دلیل استفاده از دو مفصل در سیستم‌های دیوار مسلح علاوه‌بر کاهش اثرات مودهای بالا، کاهش هزینه‌های تمام‌شده به‌علت استفاده‌ی بیش‌ازحد آرماتور طولی در سیستم دیوار با پایه‌ی مفصل پلاستیک می‌باشد.

عربزاده و گلال [31] به بررسی مفاصل پلاستیک متمرکز در ارتفاع‌های مختلف دیوار مسلح درجهت کنترل سیستم در مقابل بارهای لرزه‌ای پرداختند و نشان دادند که استفاده از دو مفصل پلاستیک در طول دیوار می‌تواند کارایی کافی در مقابل بارهای لرزه‌ای ایجاد نماید.

در بعضی از تحقیقات درزمینه‌ی اثر مودهای بالا در سیستم‌های گهواره‌ای، مدل رفتار گهواره‌ای در ارتفاع با ساده‌سازی به‌صورت فنر پیچشی به هسته‌ی گهواره‌ای اختصاص داده شده‌است [16,26]. هم‌چنین اثر انواع رکورد لرزه‌ای بر دیوارهای گهواره‌ای کمتر موردنظر بوده‌است. در این تحقیق به مدل‌سازی مقاطع پایه- گیردار، پایه- گهواره‌ای و هم‌چنین گهواره‌ای دوگانه در نرم‌افزار OpenSEES پرداخته شده‌است. در سیستم‌های گهواره‌ای، مقاطع گهواره‌ای به‌صورت ریز مدل‌سازی شده‌است. هم‌چنین اثر انواع رکورد زلزله‌ی حوزه‌ی دور (FF) و نزدیک (NF) دارای پالس (Pulse) و بدون پالس (No-Pulse) موردبررسی قرار گرفته‌است. برای کاهش اثرات مودهای بالاتر علاوه‌بر استفاده از سیستم گهواره‌ای دوگانه، در این سیستم به تغییرات پارامتر مساحت‌های کابل‌های پیش‌تنیده در ارتفاع پرداخته شده‌است.

روش تحقیق

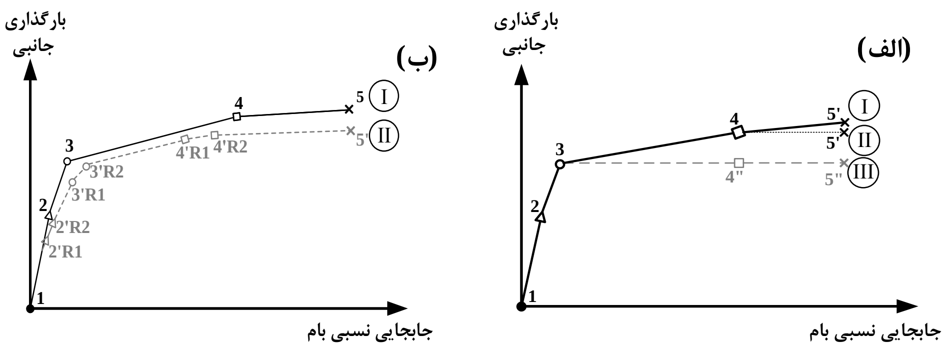
حالت حدی سیستم‌های دیوار مرکزگرای گهواره‌ای

حالت‌های حدی سیستم‌های دارای دیوار گهواره‌ای مرکزگرا مطابق شکل (۲- الف) و منحنی I، به‌صورت کلی می‌تواند دارای ۵ نقطه باشد. در نقطه‌ی ۱، سیستم بدون اعمال بار جانبی است. بعد از شروع بار جانبی باتوجه به این‌که سیستم دارای کابل پیش‌تنیده می‌باشد، سختی اولیه‌ی سیستم متناظر با سختی دیوار می‌باشد. بعد از غلبه‌ی نیروی جانبی بر نیروی پیش‌تنیدگی دیوار، بلندشدگی در سیستم در نقطه‌ی ۲ اتفاق می‌افتد. سپس بعد از نقطه‌ی ۲، سختی مؤثر مربوط به کابل‌های پیش تنیده و سختی اولیه‌ی جاذب‌های انرژی می‌باشد و این سختی تا نقطه‌ی ۳، یعنی محل تسلیم جاذب‌های انرژی ثابت می‌ماند. بعد از نقطه‌ی ۳ سیستم دارای سختی متناظر با سختی الاستیک کابل‌ها و سختی ثانویه‌ی جاذب‌های انرژی می‌باشد. سیستم در نقطه‌ی ٤ دچار تسلیم در کابل ها می‌شود. شیب ناحیه‌ی بعد از تسلیم کابل، کمتر از نواحی قبل می‌شود. این شیب تا نقطه‌ی ۵ ادامه پیدا می کند. نقطه‌ی ۵ مربوط به خرابی در هسته و یا گسیختگی کابل می‌باشد. باید سعی گردد از گسیختگی کابل قبل از خرابی هسته جلوگیری گردد. برای طراحی سیستم‌های دیوار مرکزگرای گهواره‌ای بهتر است که طراحی طوری باشد که تحت سطح زلزله‌ی موردنظر تسلیم در کابل اتفاق نیفتد زیرا تسلیم در کابل باعث بروز تغییرشکل‌های ماندگار و حتی واژگونی در سیستم می‌گردد.

مشابه نمودار III در شکل (۲- الف) یکی از حالت‌های متصور مدل‌سازی مقطع مرکزگرای پایه- گهواره‌ای به‌صورت ایده‌آل است که رفتار خمشی مقطع در ناحیه‌ی الاستیک (ناحیه‌ی ۱ الی ۳) دارای یک شیب اولیه و بعد از آن دارای یک شیب ثانویه‌ی صفر (الاستوپلاستیک ایده‌آل) می‌باشد. این موضوع به‌کل سیستم تعمیم داده می‌شود و رفتار نیرو- جابه‌جایی سیستم متناظر با رفتار خمشی مقطع گهواره‌ای می‌شود. در واقعیت تأمین‌کننده‌ی رفتار ثانویه‌ی این سیستم‌ها، کابل‌های پیش‌تنیده، سختی ثانویه‌ی ناشی از جاذب‌های انرژی و تا حدودی سختی دیوار در پنجه، هرچند ناچیز،

می‌باشد. درصورتی‌که رفتار خمشی مقطع ایده‌آل باشد لنگر در این مقطع نمی‌تواند بعد از قرار گرفتن در ناحیه ی دوم نمودار افزایش یابد و به‌خاطر تأثیر مودهای بالا در هسته لنگرهای خمشی و برشی زیادی ایجاد می‌شود و حتی از لنگر پلاستیک مقطع نیز می‌تواند تجاوز کند. نمودار II در شکل (۲- الف)، یکی دیگر از حالات حدی است که دور از واقعیت می‌باشد. شیب نمودار تا نقطه‌ی مقاومت تسلیم کابل‌ها (نقطه‌ی ٤) به‌صورت دقیق تعیین‌شده‌است و بعدازآن نمودار به حالت ایده‌آل در نظر گرفته می‌شود. این حالت ایده‌آل‌سازی نیز دور از واقعیت می‌باشد. دقت گردد نقاط ۲، ۳ و ٤ در شکل (۲) برای حالتی می‌باشد که یک مقطع گهواره‌ای در پایه استفاده گردد و درصورتی‌که تعداد مقطع گهواره‌ای بیشتر شود، این نقاط نیز به همان تعداد افزایش می‌یابد.

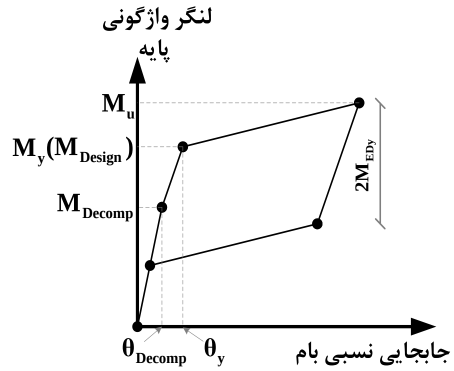
حالات حدی سیستم‌های پایه-گهواره‌ای و گهواره‌ای دوگانه را می‌توان مطابق شکل (۲- ب) در نظر گرفت. در این شکل نمودار I مربوط به سیستم پایه-گهواره‌ای و نمودار II مربوط به سیستم گهواره‌ای دوگانه می‌باشد. با مقایسه‌ی این دو نمودار می‌توان بیان کرد که با افزایش تعداد بلوک‌های گهواره‌ای نقاط ۲، ۳ و ٤ به تعداد بلوک گهواره‌ای افزایش می‌یابد و هم‌چنین می‌توان گفت که سختی ثانویه بعد از نقطه‌ی ۲ در سیستم گهواره ای دوگانه نسبت‌به گهواره‌ای دارای مقدار کمتری می باشد. درصورتی‌که سختی ثانویه در مقاطع گهواره‌ای بیشتر باشد، تلاش‌ها در پایه می‌توانند از مقدار پیش‌بینی‌شده فراتر روند و در ارتفاع نیز تلاش‌ها ممکن است افزایش یابد. هم‌چنین درصورتی‌که سختی ثانویه کمتر باشد، تلاش‌ها در پایه می‌تواند کمتر اتفاق بیافتد و نیز در ارتفاع افزایش تلاش به‌دلیل اثرات مودهای بالاتر متصور است. لازم به ذکر است درصورتی‌که جابه‌جایی‌های چرخه‌ای حداکثر در سیستم گهواره‌ای دوگانه قبل از نقطه‌ی 4’R1 باشد، رفتار سیستم به‌صورت پرچمی‌شکل باقی می‌ماند. در صورتی‌که جابه‌جایی‌های حداکثر بعد از نقطه‌ی 4’R1 و 4’R2 ادامه پیدا کند، به‌علت تسلیم در کابل و هم‌چنین خردشدگی در هسته‌ی گهواره‌ای نباید انتظار رفتار مرکزگرایی و وقوع رفتار پرچمی‌شکل کامل را در سیستم داشت.



شکل ۲ حالات حدی سیستم‌های پایه- گهواره‌ای و گهواره‌ای دوگانه: (الف) سیستم پایه- گهواره‌ای حالات ایده‌آل و واقعی و (ب) سیستم گهواره‌ای دوگانه

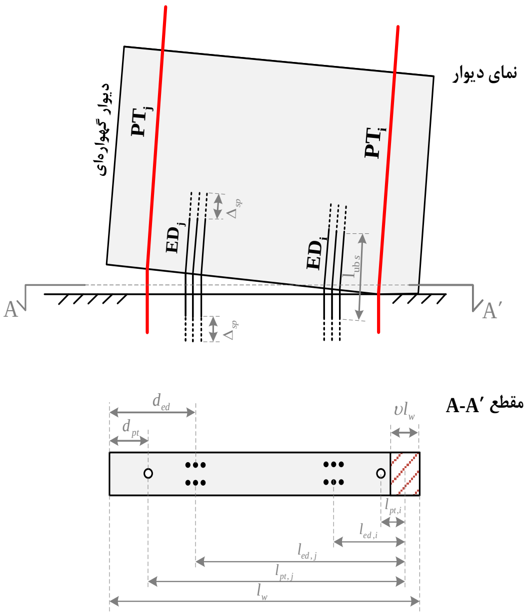
معرفی روش طراحی مقاطع گهواره‌ای

در سیستم‌های دیوارهای پایه- گهواره‌ای و گهواره‌ای دوگانه برای تأمین رفتار پرچمی‌شکل، می‌بایست مقاطع این سیستم مشابه شکل (۳) دارای رفتار پرچمی‌شکل طراحی گردد. در این شکل M_{Decomp}، لنگر بازشدگی مقطع و M_y، لنگر تسلیم مقطع که در این نقطه جاذب‌های انرژی کاملا تسلیم‌شده‌اند، M_u لنگر نهایی سیستم و M_{EDy}، لنگر تسلیم جاذب‌های انرژی می‌باشد.



شکل ۳ رفتار پرچمی شکل سیستم‌های گهواره‌ای

برای تعیین مقاومت تسلیم مقاطع سیستم‌های مرکزگرای گهواره‌ای، پارامترهای این سیستم در محل اتصال به فونداسیون در شکل (٤) نشان داده شده‌است. در این تحقیق جاذب‌های انرژی (ED_i، ED_j) و کابل‌های پیش‌تنیده (PT_i و PT_j) در دو طرف مقطع استفاده شده‌است. طول دیوار برابر با l_w می‌باشد. طول جاذب های انرژی (l_{ubs})، فاصله‌ی جاذب‌های انرژی از لبه d_{ed} و فاصله‌ی کابل‌های پیش‌تنیده از لبه d_{pt} مطابق مقاله‌ی [3] درنظر گرفته شده‌است. ضریب υ که برای تعیین عمق ناحیه‌ی فشاری می‌باشد دارای محدوده‌ی بین ۰٫۱۵ الی ۰٫۳ است. در این تحقیق مقدار آن برابر با ۰٫۱۷ ($\upsilon =$ 0.17) درنظر گرفته شده‌است [3]. سایر پارامترها با تعیین مقادیر بیان‌شده در این قسمت قابل‌تعیین می‌باشد.



شکل ٤ پارامترهای دیوار گهواره‌ای در محل اتصال به فونداسیون [3]

به‌منظور وقوع برگشت‌پذیری سیستم گهواره‌ای و ایجاد رفتار پرچمی‌شکل، ضریبی به نام ضریب بازگردانندگی در مقطع گهواره‌ای تعریف می‌گردد. مطابق شکل (۲)، نسبت لنگر ناشی از کابل قبل از تسلیم به لنگر تسلیم جاذب‌های انرژی، ضریب بازگردانندگی (λ) در سیستم تعریف می‌گردد. این ضریب مطابق رابطه‌ی (۱) به‌دست می‌آید.

$$\lambda = \frac{M_u - M_{EDy}}{M_{EDye}} \quad (۱)$$

که در آن مقادیر M_u لنگر نهایی مقطع، M_{EDy} لنگر تسلیم جاذب‌های انرژی و M_{EDye} لنگر مورد انتظار تسلیم جاذب‌های انرژی می‌باشند و از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$M_u = l_{pt,i}F_{in,pt,i} + l_{pt,i}F_{st,pt,i} + l_{pt,j}F_{in,pt,j} + L_{pt,j}F_{st,pt,j} + l_{ed,i}F_{y,ed,i} + l_{ed,j}F_{y,ed,j} + \frac{wl_w}{2} \quad (۲)$$

$$M_{EDye} = R_y l_{ed,i}F_{y,ed,i} + R_y l_{ed,j}F_{y,ed,j} \quad (۳)$$

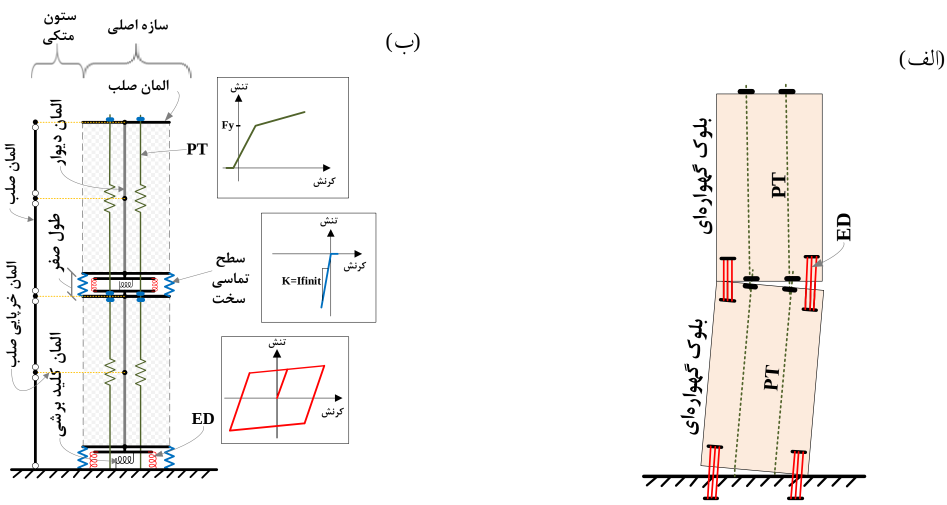
$$M_{EDy} = l_{ed,i}F_{y,ed,i} + l_{ed,j}F_{y,ed,j} \quad (٤)$$

طول (l) برای قسمت‌های مختلف در شکل (۳) نشان داده شده‌است. پارامترهای $F_{in,pt,i}$ و $F_{s,pt,i}$ به‌ترتیب نیروی پیش‌تنیدگی و نیروی اضافه‌ی ایجادشده در کابل بعد از بلندشدگی تا دوران نقطه‌ی تسلیم جاذب انرژی برای کابل‌های i می‌باشد و برای سایر با اندیس j نشان داده شده‌است. R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین‌شده می‌باشد. پارامترهای $F_{y,ed,i}$ و $F_{y,ed,j}$ نیروی تسلیم جاذب‌های انرژی iام و jام و w وزن بار ثقلی روی دیوار می‌باشد. پارامتر $F_{st,pt,i}$ و $F_{st,pt,j}$ نیروی اضافه‌ی ایجادشده در کابل iام و jام بعد از بلندشدگی تا نقطه‌ی نهایی مدنظر طراحی می‌باشد. دقت شود در محاسبه‌ی λ از R_y برای تبدیل $F_{y,ed}$ به حالت مورد انتظار ($F_{y,ed,e}$) استفاده شده‌است که به‌کارگیری این ضریب می‌تواند تخمین رفتار سیستم گهواره‌ای را دقیق‌تر پیش‌بینی کند.

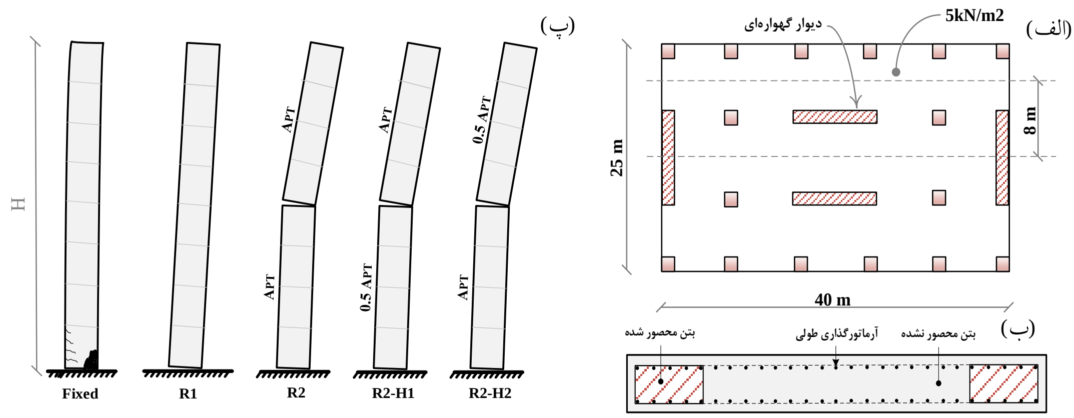
در شرایط ایده‌آل درصورتی‌که ضریب λ برابر با یک باشد، بازگردانندگی سیستم تأمین می‌گردد و با افزایش این ضریب مقدار اطمینان از بازگردانندگی سیستم بیشتر تأمین می‌گردد. پس بهتر است مقدار این ضریب باتوجه به امکان آسیب‌دیدگی‌های لبه‌های بتن، تسلیم کابل در زلزله‌های شدید و افزایش مقاومت احتمالی جاذب‌های انرژی یا رسیدن آنها به تنش نهایی، بزرگ‌تر از یک در نظر گرفته شود تا اطمینان از بازگردانندگی حاصل شود. درصورتی‌که این ضریب کوچک‌تر از یک در نظر گرفته شود بازگردانندگی در سیستم اتفاق نمی‌افتد و در پایان تحلیل جابه‌جایی‌های پس‌ماند قابل‌مشاهده می‌باشد. در این تحقیق مطابق [3] مقدار ضریب λ برابر با ۱٫۲۵ در نظر گرفته شده‌است.

نحوه‌ی مدل‌سازی سیستم‌های گهواره‌ای

برای مدل‌سازی نرم‌افزاری می‌بایست یک سری فرضیات اولیه انجام شود و نیز مدل‌سازی به‌صورت ساده‌سازی تعریف گردد. در شکل (۵- الف) دیوار گهواره‌ای دوگانه نشان داده‌است. در این دیوار محل قرارگیری جاذب‌های انرژی (ED) و کابل‌های پیش‌تنیده (PT) و هم‌چنین اجزای دیوار نشان داده شده‌است. برای مدل‌سازی این سیستم در نرم‌افزار OpenSEES از مصالح و المان‌های مختلف استفاده می‌شود. شکل (۵- ب) مدل‌سازی دیوار گهواره‌ای دوگانه را در نرم‌افزار OpenSEES نشان می‌دهد. هسته‌ی دیوار به‌صورت الاستیک با خصوصیت الاستیک مقطع بتنی طراحی‌شده، باتوجه به مقالات گذشته [16] و [17] در نظر گرفته‌شده‌است. فرض الاستیک ماندن هسته‌ی گهواره‌ای مطابق مراجع یادشده تأیید شده‌است. در صورت عدم اطمینان نسبت‌به این فرض می‌توان بعد از تحلیل سازه، تنش در بتن را موردبررسی قرار داد تا این موضوع اثبات گردد. برای برقراری اتصال سطوح گهواره‌ای از المان‌های صلب انتهایی که دارای طولی برابر با عرض دیوار می‌باشند، درنظر گرفته شده‌است. برای مدل‌سازی سطوح تماس بلوک‌ها که به‌صورت فشاری به یکدیگر و پایه اتصال دارند، از فنرهای فشاری با سختی بی‌نهایت استفاده شده‌است. بین سطوح گهواره‌ای و پایه از المان‌های PT و ED برای بازگردانندگی سیستم و جذب انرژی استفاده شده‌است. کابل‌های پیش‌تنیده دارای رفتار مصالح بدون تحمل فشار با پیش‌تنیدگی مشخص می‌باشند. المان‌های ED بااستفاده از مصالح Steel02 مدل سازی شده‌است. مصالح مورداستفاده به‌عنوان فنرهای فشاری با سختی بی‌نهایت بین سطوح از نوع ENT می‌باشند. به‌منظور مدل‌سازی المان‌های ED و فنرهای فشاری، از فنر Zero Length استفاده شده‌است. هم‌چنین برای مدل‌سازی کابل‌ها از المان corotTruss استفاده شده‌است.



شکل ۵ نحوه‌ی مدل‌سازی نرم‌افزاری دیوار پایه- گهواره‌ای و گهواره‌ای دوگانه: (الف) مدل واقعی دیوار، (ب) مؤلفه‌های مدل‌سازی تحلیلی دیوار



شکل ٦ (الف) پلان سازه با دیوارهای دارای رفتار گهواره‌ای [3]، (ب) مقطع دیوار با پایه‌ی گیردار و (پ) دیوارهای موردنظر این تحقیق

مشخصات مدل‌های عددی

مدل‌های عددی موردبررسی در این مقاله، دارای ساختمان مشابه پلان در شکل (٦- الف) و دارای تعداد طبقات ۸، ۱۲، ١٦ و ۲۰ طبقه مطابق [3] می‌باشند. مدل های موردبررسی شامل دیوارهای پایه- گیردار (Fixed)، پایه- گهواره‌ای (R1) و گهواره‌ای دوگانه (R2) مطابق شکل (٦- پ) می‌باشند. مقطع گهواره‌ای برای حالت Fixed در شکل (٦- ب) نمایش داده شده‌است. دو حالت دیگر مقطع گهواره‌ای دوگانه (R2-H1 و R2-H2) در قسمت بعدی توضیح داده می‌شود. بار لرزه‌ای در مدل های دیوار برابر با ۲۵۰ تن نیرو در هر طبقه برای هر دیوار درنظر گرفته شده‌است. مشخصات مکانیکی بتن شامل $f'_c = 40MPa$ و $E_c = 30GPa$ می‌باشد، مشخصات جاذب‌های انرژی $f_y = 300MPa$ و $E_s = 210GPa$ و همچنین کابل‌های پیش‌تنیده دارای $f_y = 1560MPa$ و $E_s = 195GPa$ می‌باشند. ارتفاع طبقات برابر با ۳۵۰۰ میلی‌متر درنظر گرفته شده‌است.

در نرم‌افزار OpenSees الگوی بارگذاری برای تحلیل تاریخچه زمانی، از نوع Uniform Excitation معرفی شده‌است. میرایی ۵ درصد برای مود اول سیستم

فرض شده‌است. برای تحلیل تاریخچه زمانی سیستم با میرایی ۵ درصد، بایستی مقادیر میرایی رایلی محاسبه شود و توسط دستور میرایی رایلی در مدل تعریف گردد. محاسبه‌ی ضرایب جرم و سختی میرایی رایلی را می‌توان با داشتن فرکانس‌های مود اول و سوم حساب کرد و به نرم‌افزار معرفی نمود. موتور آنالیز تحلیل دینامیکی معرفی‌شده به‌صورت Transient بوده و قیود حل مسئله از نوع Transformation انتخاب شده‌است. سیستم حل معادلات از نوع BandGeneral و آزمون هم‌گرایی از نوع Norm Displacement Increment انتخاب شده‌است. الگوریتم حل مسئله و انتگرال‌گیر به‌ترتیب NewtonLineSearch و Newmark انتخاب شده‌است.

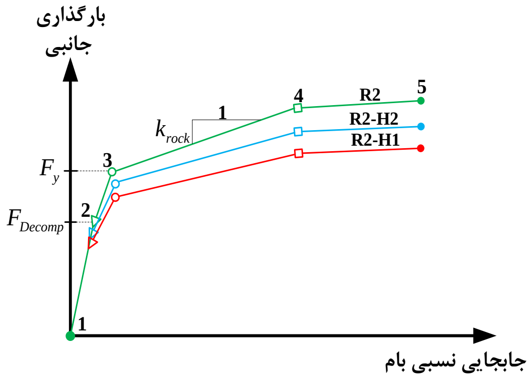
مشخصات مدل‌های عددی با تغییر مساحت سختی کابل‌ها. در این تحقیق طراحی سیستم گهواره‌ای با تأمین ضریب بازگردانندگی ۱٫۲۵ و نیز نیروی بلندشدگی (F_{Decomp}) برابر با مقادیر طراحی مرجع [3] درنظر گرفته شده‌است. مقادیر ضریب پیش‌تنیدگی کابل‌های مطابق مرجع [32] برابر با ۰٫۲۵ تنش تسلیم کابل لحاظ شده‌است. علاوه بر بررسی پیکربندی پایه‌ی گهواره‌ای (R1) و گهواره‌ای دوگانه (R2) به بررسی دو دیوار گهواره‌ای دوگانه با کاهش مساحت کابل برابر با نصف حالت R2 در بلوک گهواره‌ای تحتانی (R2-H1) و فوقانی (R2-H2) مطابق شکل (۶- پ) پرداخته‌شده‌است. حالت حدی این دو سیستم با سختی کاهش‌یافته مطابق شکل (۷) نمایش داده شده‌است. برای طراحی و تعیین حالات حدی، مقادیر نیروی جانبی بلندشدگی (F_{Decomp})، نیروی تسلیم سیستم (F_y) و سختی ثانویه‌ی سیستم (k_{rock}) مطابق روابط زیر [16] تعیین شده‌اند.

$$F_{Decomp} = (W + F_{PT})\left(\frac{l_w}{2H_{eff}}\right) \quad (۵)$$

$$F_y = \left(\frac{W+F_{PT}}{1-\frac{\beta}{2}}\right)\left(\frac{l_w}{2H_{eff}}\right) \quad (۶)$$

$$\beta = 2\left(1 - \frac{F_{Decomp}}{F_y}\right) \quad (۷)$$

$$k_{rock} = \left(\frac{A_{PT}E_{PT}}{L_{PT}}\right)\left(\frac{l_w}{2H_{eff}}\right)^2 \quad (۸)$$



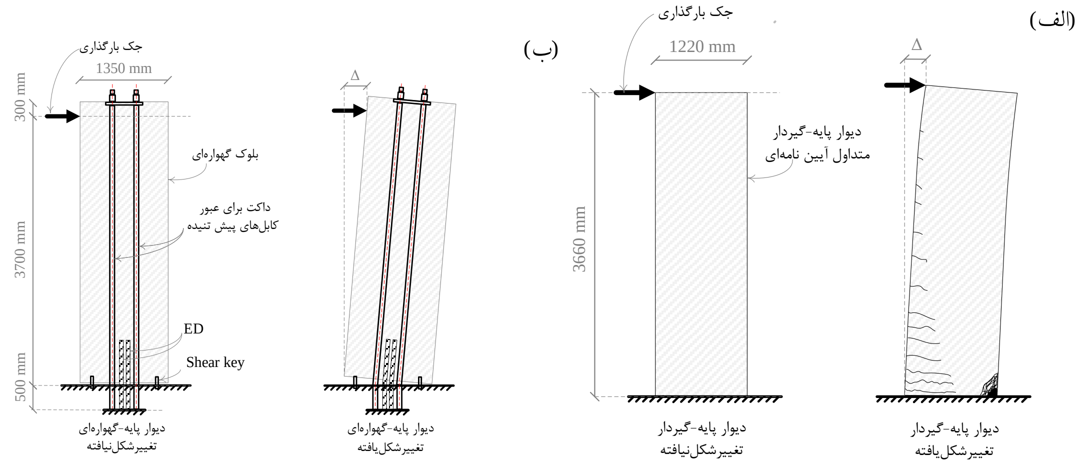
شکل ۷ حالات حدی دیوار گهواره‌ای دوگانه با کاهش سختی کابل در قطعات گهواره‌ای

صحت‌سنجی روند مدل‌سازی عددی

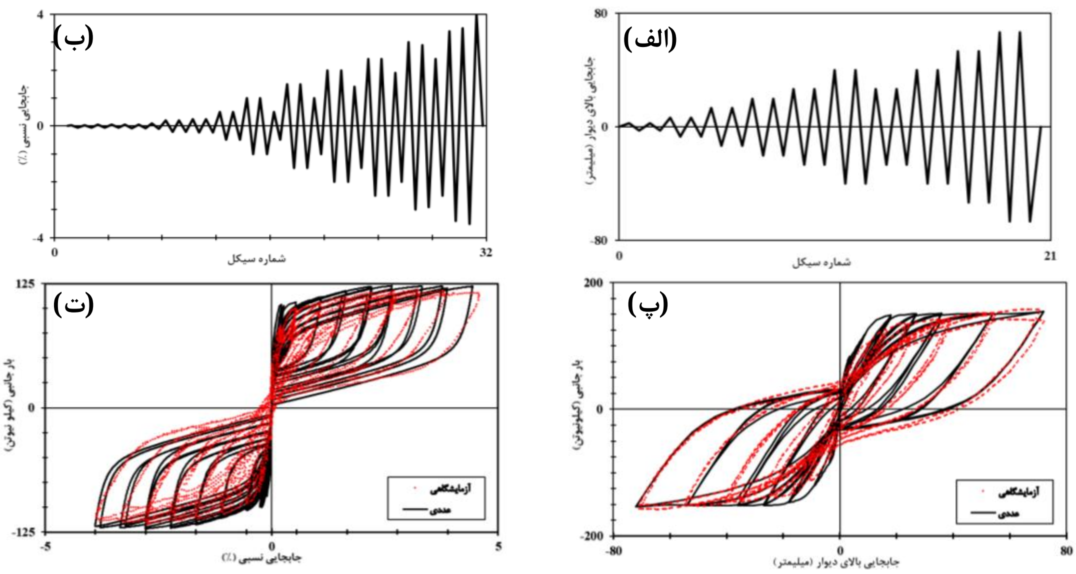
در این تحقیق باتوجه به بررسی سیستم‌های مرکزگرا درمقایسه با سیستم‌های متداول آیین‌نامه‌ای، به صحت‌سنجی نرم‌افزاری مطابق تحقیق [33] و [5] پرداخته‌شده‌است. در تحقیق مربوط به سیستم متداول سازه‌ای [33]، مشخصات نمونه‌ی آزمایشگاهی مطابق شکل (۸- الف) درنظر گرفته شده‌است و ضخامت دیوار ۱۰۲ میلی‌متر می‌باشد. مشخصات مکانیکی بتن شامل $f'_c = 42.8MPa$ و $E_c = 31.03GPa$ می‌باشد. مشخصات آرماتورهای طولی و عرضی برابر با $f_y = 434MPa$ و $E_s = 200GPa$ می‌باشد. در این مدل‌سازی از مقطع فایبر برای مدل‌سازی مقطع دیوار استفاده شده‌است و در نواحی المان مرزی از بتن محصورشده استفاده شده‌است.

در تحقیق [5] که به بررسی سیستم‌های گهواره‌ای پرداخته شده‌است، مشخصات نمونه‌ی آزمایشگاهی مشابه شکل (۸- ب) می‌باشد. ضخامت دیوار ۱۲۵ میلی‌متر و مقاومت فشاری بتن $f'_c = 45MPa$، مشخصات آرماتورهای طولی و عرضی $f_y = 460MPa$ و $E_s = 200GPa$ همچنین کابل‌های پیش‌تنیده دارای $f_y = 1435MPa$ و $E_s = 180GPa$ می‌باشد.

شکل (۸) حالت دیوار بدون تغییرشکل و تغییرشکل‌یافته‌ی دیوارهای موردبررسی صحت‌سنجی را نشان می‌دهد. در سیستم متداول آیین‌نامه در حالت دیوار تغییرشکل‌یافته ترک‌هایی روی دیوار مشاهده می‌شود. جذب انرژی در دیوار با ترک در هسته‌ی دیوار و جاری شدن آرماتورهای طولی صورت می‌گیرد. در سیستم گهواره‌ای بلندشدگی در سیستم اتفاق افتاده و جذب انرژی توسط میلگردهای محل بازشدگی اتفاق افتاده‌است. پروتکل بارگذاری چرخه‌ای مطابق مراجع موردنظر در شکل (۹- الف) و (۹- ب) نشان داده شده‌است. مدل عددی معرفی‌شده بعد از قرارگیری تحت بارهای چرخه‌ای مطابق مقالات موردنظر، نمودار برش پایه- جابه‌جایی بام مطابق شکل (۹- پ) و (۹- ت) با نتایج آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفته‌است. مقایسه‌ی نمودارهای حاصل از مدل نرم‌افزاری و مدل آزمایشگاهی حاکی از دقت نسبتا خوب مدل‌سازی‌ها می‌باشد.



شکل ۸ دیوارهای موردبررسی آزمایشگاهی: (الف) دیوار پایه- گیردار متداول آیین‌نامه‌ای [33] (ب) دیوار گهواره‌ای [5]



شکل ۹ صحت‌سنجی: (الف) پروتکل بارگذاری دیوار پایه- گیردار تحقیق [33]، (ب) پروتکل بارگذاری دیوار پایه- گهواره‌ای [5]، (پ) دیوار پایه- گیردار متداول آیین‌نامه‌ای [33] و (ت) رفتار چرخه‌ای مدل آزمایشگاهی و عددی دیوار پایه- گهواره‌ای [5]

در مدل‌سازی عددی مربوط به سیستم گهواره‌ای مشابه مدل دیوار متداول آیین‌نامه‌ای از مقطع فایبر استفاده شد و مشاهده گردید که خردشدگی در بتن قابل‌مشاهده نبود و نیز می‌توان به‌منظور افزایش سرعت تحلیل نرم‌افزاری از مقطع الاستیک برای دیوار استفاده نمود.

رکوردهای لرزه‌ای موردبررسی

در این تحقیق از سه دسته رکورد دور از گسل (FF) و نزدیک گسل (NF) دارای پالس (Pulse) و بدون پالس (No Pulse) دستورالعمل FEMAP695 [34] استفاده شده‌است. تعداد رکوردهای FF ، NF-Pulse و NF-No Pulse به‌ترتیب برابر با ۲۲، ۱٤ و ۱٤ عدد می‌باشد. باتوجه به این‌که رکوردهای افقی دارای دو مؤلفه می‌باشند و تحلیل‌های موردنظر این تحقیق دوبعدی است، از یک رکورد در تحلیل‌ها استفاده شده‌است. برای استفاده از رکوردهای دور از گسل در تحلیل‌ها، از رکورد با مؤلفه‌ی PGA بیشتر و برای استفاده از رکوردهای نزدیک گسل، مؤلفه‌ی جهت عمود بر گسل انتخاب شده‌است [35].

برای مقیاس کردن رکوردهای لرزه‌ای مطابق دستورالعمل FEMAP695 ابتدا به نرمالایز کردن رکوردها (Normalization of Records) پرداخته شده‌است. نرمالایز کردن رکورد باعث کاهش پراکندگی‌های ناشی از سناریو و نهایتا حذف بخشی از عدم قطعیت به‌نام unwarranted variability (همانند؛ بزرگا، فاصله از گسل، نوع گسلش و جنس خاک) می‌شود، بدون این‌که تنوع محتوای فرکانسی رکورد را تغییر دهد [34].

$$NM_i = Mean(PGV_{PEER,i})/PGV_{PEER,i} \quad (۹)$$

در رابطه‌ی فوق، پارامتر NM_i ضریب نرمالایز رکورد iام، $PGV_{PEER,i}$ حداکثر شتاب زمین رکورد iام و $mean(PGV_{PEER,i})$ برابر با متوسط مجموعه‌ی $PGV_{PEER,i}$ می‌باشد. در شبیه‌سازی‌های دوبعدی، برای مقیاس رکوردها، معمولا مطابق آیین‌نامه‌ی ASCE7 [36] در محدوده‌ی 0.2T1 الی 1.5T1 میانه‌ی طیف رکوردها به طیف طراحی مقیاس می‌گردد.

ضرایب مطلوبیت سیستم‌های دیوار گهواره‌ای مرکزگرا

برای تعیین حالت بهینه‌ی سازه‌ها در این قسمت سه ضریب برای بررسی سازه‌ها تعیین شده‌است. به‌ترتیب این ضرایب شامل: ۱. مطلوبیت کاهش خمش سیستم گهواره‌ای دوگانه نسبت‌به سیستم پایه- گهواره‌ای، ۲. مطلوبیت کاهش برش سیستم گهواره‌ای دوگانه نسبت‌به سیستم پایه- گهواره‌ای و ۳. مطلوبیت سازه‌ی گهواره‌ای از نظر تأمین کاهش دریفت پس‌ماند نسبت‌به سازه‌ی دیوار برشی متداول آیین‌نامه‌ای می‌باشد. این ضرایب می‌توانند باتوجه به اهمیت از نظر طراح وزن‌دهی شوند. در این تحقیق هر سه ضریب مطلوبیت با وزن ۱ درنظر گرفته شده‌است. ترکیب این ضرایب جزئی به‌صورت زیر ضریب کلی مطلوبیت مربوط به سیستم دیوار گهواره‌ای را تعیین می‌کند.

$$DC = \frac{1}{n}(dc_1 + dc_2 + \dots + dc_n) \quad (۱۰)$$

ضرایب dc_1، dc_2 و ... dc_n، ضرایب مطلوبیت سیستم که توسط طراح می‌تواند با توجه به انتظارات درنظر گرفته شود. در این تحقیق سه ضریب مطلوبیت به‌صورت زیر تعریف‌شده‌است.

$$dc_1 = Max\left(\frac{\overline{Max.\ Moment\ R1_i} - \overline{Max.\ Moment\ Rj_i}}{\overline{Max.\ Moment\ R1_i}}\right)_{ns} \quad (۱۱)$$

$$dc_2 = Max\left(\frac{\overline{Max.\ Shear\ R1_i} - \overline{Max.\ Shear\ Rj_i}}{\overline{Max.\ Shear\ R1_i}}\right)_{ns} \quad (۱۲)$$

$$dc_3 = \mathrm{Max}\left(\frac{\overline{\text{Max. Residual Drift of Fixed}_i} - \overline{\text{Max. Residual Drift Rj}_i}}{\overline{\text{Max. Residual Drift of Fixed}_i}}\right)_{ns}$$

(۱۳)

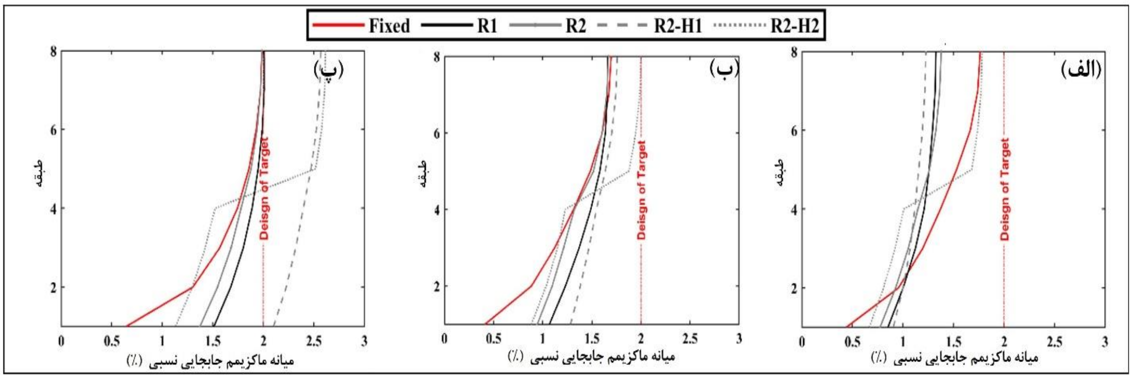
در روابط فوق dc_1، dc_2 و dc_3 به‌ترتیب ضرایب مطلوبیت جزئی مربوط به خمش، برش و جابه‌جایی نسبی پس‌ماند بعد از زلزله در سیستم می‌باشد. مقادیر dc_1، dc_2 و dc_3 به‌عنوان حداکثر ایجادشده در طبقات انتخاب می‌گردد. $\overline{\text{Max. Moment R1}_i}$ و $\overline{\text{Max. Moment Rj}_i}$، میانه مقادیر حداکثر لنگر خمشی ایجادشده در طبقه‌ی nsام به‌ترتیب مربوط به دیوار R1 و Rj می‌باشد. دیوار Rj دیوار پایه- گهواره‌ای و یا گهواره‌ای دوگانه موردبررسی می‌باشد. اندیس i، نشان‌دهنده‌ی رکورد موردبررسی می‌باشد. همین‌طور برای تعریف ضریب مطلوبیت برش از کلمه‌ی Shear در روابط استفاده شده‌است. $\overline{\text{Max. Residual Drift of Fixed}_i}$ و $\overline{\text{Max. Residual Drift of Fixed}_i}$ به‌ترتیب میانه‌ی مقادیر حداکثر جابه‌جایی نسبی پس‌ماند ایجادشده در طبقه nsام به‌ترتیب مربوط به دیوار پایه- گیردار و Rj می‌باشد.

نتایج تحقیق و بحث در نتایج

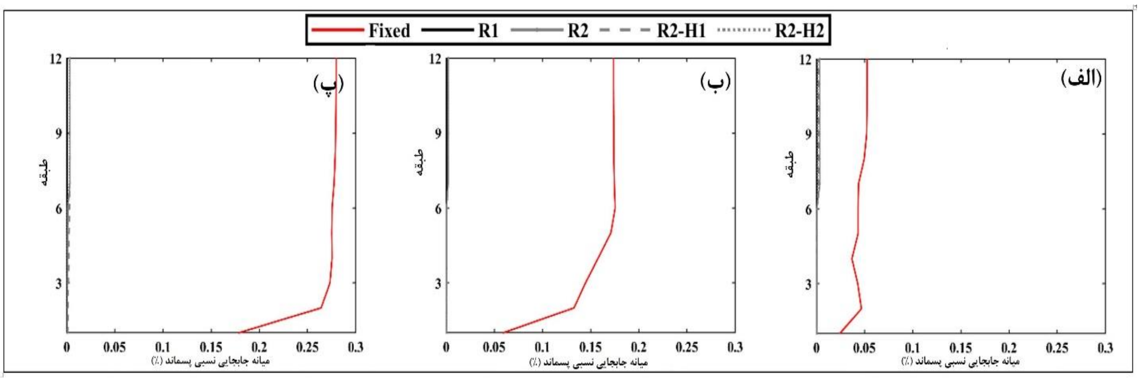
برای بررسی رفتار بهینه‌ی سازه‌های موردبررسی تحت سه نوع رکورد لرزه‌ای موردنظر، در این قسمت به بررسی تلاش‌ها و پاسخ‌های میانه‌ی حداکثر دیوارها پرداخته‌شده‌است. سازه‌های بهینه ابتدا با تعیین ضرایب مطلوبیت انتخاب شده‌است و سپس کنترل‌های حداکثر دریفت و حداکثر نسبت تنش در کابل برای بررسی سازه‌های بهینه انجام شده‌است و درصورت عدم ارضای این دو کنترل، سازه‌ی بهینه باتوجه به ضرایب مطلوبیت بالاتر انتخاب می‌گردد.

حداکثر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای

شکل (۱۰) میانه‌ی حداکثر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای دیوار سازه‌ی ۸ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، سازه‌ها تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای رفتار متفاوتی از خود نشان می‌دهند. تحت رکوردهای NF- Pulse، جابه‌جایی‌های نسبی ایجادشده مقدار بیشتری نسبت‌به سایر رکوردها در این سازه دارد. با مقایسه‌ی سیستم پایه- گهواره‌ای و گهواره‌ای دوگانه مشاهده می‌شود که با دوگانه کردن سیستم و هم‌چنین کاهش مساحت کابل‌های مورداستفاده مقادیر جابه‌جایی پس‌ماند میان- طبقه‌ای بیشتری در سازه ایجاد می‌گردد.



شکل ۱۰ مقایسه‌ی میانه‌ی حداکثر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای دیوار سازه‌ی ۸ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای: (الف) FF، (ب) NF-No Pulse و (پ) NF- Pulse



شکل ۱۱ مقایسه‌ی میانه‌ی جابه‌جایی نسبی پس‌ماند میان- طبقه ای سازه‌ی ۸ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای: (الف) FF، (ب) NF- No Pulse و (پ) NF- Pulse

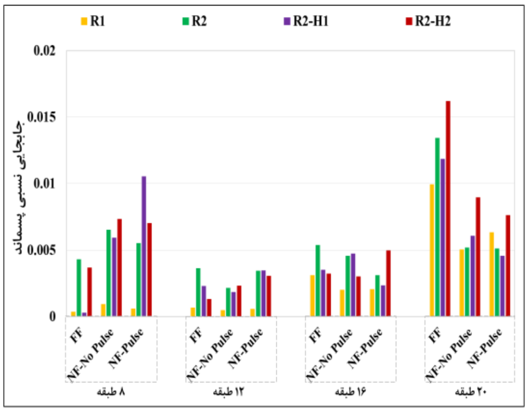
جابه‌جایی نسبی پس‌ماند میان- طبقه‌ای

شکل (۱۱) میانه‌ی جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای پس‌ماند طبقات سازه‌ی ۱۲ طبقه را تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف لرزه‌ای نشان می‌دهد. براساس این شکل می‌توان گفت مقادیر جابه‌جایی پس‌ماند در طبقات دیوارهای گهواره‌ای نسبت‌به دیوارهای با پایه- گیردار، مقدار اندکی است و قابل صرف‌نظر است. هم‌چنین می‌توان گفت که نوع رکورد لرزه‌ای در ایجاد مقادیر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای پس‌ماند در سازه می‌تواند تأثیرگذار باشد. البته باتوجه به این‌که در سازه‌های گهواره‌ای این اختلاف ناچیز است، می‌توان گفت در این سازه‌ها رکوردهای لرزه‌ای بر مقادیر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای پس‌ماند سازه‌ها بی‌تأثیر بوده‌است. درصورتی‌که نوع رکورد لرزه‌ای بر مقادیر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای پس‌ماند سازه‌های با پایه- گیردار می‌تواند تأثیر به‌سزایی داشته باشد.

به‌منظور مقایسه‌ی بیشتر مقادیر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای پس‌ماند کل سازه‌های مرکزگرای گهواره‌ای، شکل (۱۲) به‌صورت مقادیر حداکثر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای پس‌ماند طبقات سازه تنظیم شده‌است. در کلیه‌ی سازه‌ها مقادیر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای پس‌ماند کمتر از ۰,۰۰۰۲ می‌باشد.

حداکثر مقادیر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای پس‌ماند در سازه‌های گهواره‌ای ۸، ۱۲، ۱٦ و ۲۰ طبقه تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای به‌ترتیب برابر با ۰,۰۰۰۱، ۰,۰۰۰۰٤، ۰,۰۰۰۰۵ و ۰,۰۰۰۱٦ می‌باشد. با مقایسه‌ی دیوارهای پایه- گهواره‌ای (R1) با دیوارهای گهواره‌ای دوگانه می‌توان گفت حداکثر مقادیر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای پس‌ماند دیوارهای گهواره‌ای دوگانه افزایش یافته‌است. حداکثر مقادیر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای پس‌ماند دیوارهایR1 با افزایش ارتفاع افزایش می‌یابد.

پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها تحت تأثیر ۱) نسبت فرکانس طبیعی اصلی سازه به محتوای فرکانسی رکورد لرزه‌ای و ۲) شکل طیف پاسخ مربوط به رکورد لرزه‌ای، می‌باشند. اثر توأم این دو عامل در حالات مختلف، می‌تواند در رفتار سازه‌ها تأثیرگذار باشد. به‌طور کلی با افزایش ارتفاع سازه مقادیر دریفت پس‌ماند در سیستم‌های مورد بررسی افزایش می‌یابد. برخلاف این موضوع، در سازه‌های مورد بررسی ۸ طبقه، افزایش دریفت پس‌ماند نسبت به سازه‌ی ۱۲ و ۱٦ طبقه مشاهده می‌شود. این موضوع به‌علت نزدیک بودن پریود غالب رکوردهای نزدیک گسل به دوره‌ی تناوب طبیعی مود اول سازه (که برابر با ۰,۹ ثانیه است) می‌باشد.



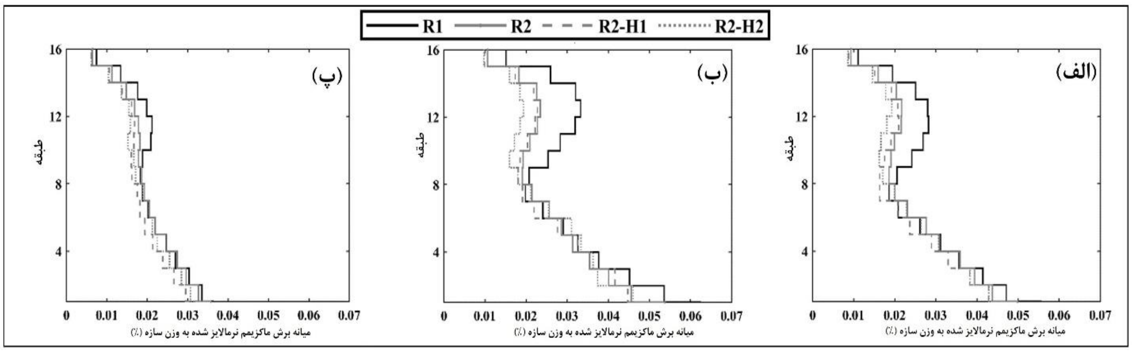
شکل ۱۲ مقایسه‌ی حداکثر میانه‌ی دریفت پس‌ماند میان طبقه‌ای دیوارها تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای

حداکثر برش دیوار

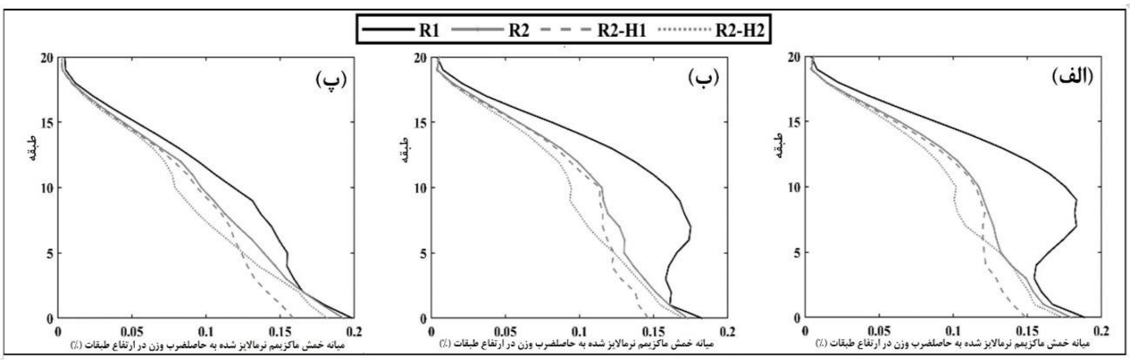
اثر مودهای بالاتر در سیستم‌های پایه- گهواره‌ای به‌صورت افزایش برش در هسته می‌تواند مشاهده گردد. شکل (۱۳) مقادیر میانه‌ی حداکثر برش دیوار ۱۶ طبقه به‌صورت نرمال‌شده به وزن طبقه را نشان می‌دهد.

همان‌طور که مشاهده می‌شود مقادیر حداکثر برش در دیوارهای R1 نسبت‌به دیوارهای R2 افزایش یافته‌است. این افزایش برش تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای متفاوت است و تحت رکوردهای لرزه‌ای FF و NF-No Pulse نسبت‌به NF- Pulse بیشتر مشاهده می‌گردد. اختلاف بین حداکثر برش در دیوارهای R1 نسبت‌به دیوارهای گهواره‌ای دوگانه در طبقات فوقانی علاوه‌بر پایه نیز مشاهده می‌شود. همان‌طور که نشان داده شده‌است R2-H1 و R2-H2 به‌ترتیب در طبقات تحتانی و فوقانی مؤثرتر واقع شده‌است.

در دیوار R2-H1 در طبقات تحتانی مساحت کابل‌های پیش‌تنیده کاهش پیدا کرده‌است. این باعث شده‌است که در نیمه‌ی پایینی دیوار تغییرشکل‌های بیشتری تجربه شود و جاذب‌های انرژی در پایین دیوار جذب انرژی بهتری از خود نشان دهند و این موضوع باعث کاهش برش در طبقات پایین دیوار شده‌است. در دیوار R2-H2 نیز این موضوع حاکم است. با کاهش سختی کابل‌ها در نیمه‌ی فوقانی دیوار جاذب‌های انرژی در این بلوک بهتر عمل می‌کنند و جذب انرژی بالاتری از خود نشان می‌دهند.



شکل ۱۳ مقایسه‌ی میانه‌ی حداکثر برش ایجادشده در دیوار سازه‌ی ۱۶ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای: (الف) FF، (ب) NF-No Pulse و (پ) NF- Pulse



شکل ۱٤ مقایسه‌ی میانه‌ی حداکثر خمش ایجادشده در دیوار سازه‌ی ۲۰ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای: (الف) FF، (ب) NF-No Pulse و (پ) NF- Pulse

حداکثر لنگر خمشی دیوار

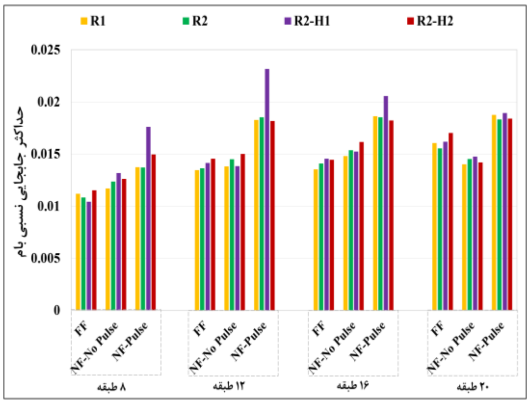
همان‌طور که در قسمت‌های قبل گفته‌شد، اثر مودهای بالاتر در سیستم‌های پایه- گهواره‌ای به‌صورت افزایش خمش در هسته می‌تواند مشاهده گردد. شکل (١٤) مقادیر میانه‌ی حداکثر خمش دیوار ۲۰ طبقه به‌صورت نرمال‌شده به حاصل‌ضرب وزن در ارتفاع طبقات را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود مقادیر حداکثر خمش در دیوارهای R1 نسبت‌به دیوارهای گهواره‌ای دوگانه افزایش یافته‌است. این تلاش‌ها ممکن است در طراحی نادیده گرفته شود و از روش‌های تحلیلی استاتیکی معادل قابل پیش‌بینی نیست و باعث ایجاد آسیب ناخواسته در هسته‌ی سازه می‌شود. همان‌طور که از نمودارهای سازه‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف مشخص است، اثرات مودهای بالاتر در شتاب‌نگاشت‌های FF و NF-No Pulse نسبت‌به NF- Pulse بیشتر بوده و تلاش‌های خمشی بیشتری در ارتفاع ناشی از این دو نوع شتاب‌نگاشت قابل مشاهده‌است. مشابه کاهش برش در طبقات دیوارهای گهواره‌ای دوگانه R2-H1 و R2-H2 به‌ترتیب در طبقات تحتانی و فوقانی مؤثرتر واقع شده‌است.

در پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها دو عامل ۱) نسبت فرکانس طبیعی اصلی سازه به محتوای فرکانسی رکورد لرزه‌ای و ۲) شکل طیف پاسخ مربوط به رکورد لرزه‌ای، می‌تواند تأثیرگذار باشد. به این دلیل در سیستم‌های سازه‌ای گهواره‌ای مورد بررسی، شتاب‌نگاشت‌های FF و NF-No Pulse تأثیر بیشتری در افزایش اثرات مودهای بالاتر در سیستم ایجاد می‌کنند. در دیوار R2-H1 در طبقات تحتانی مساحت کابل‌های پیش‌تنیده کاهش پیدا کرده‌است. این باعث شده‌است که در نیمه‌ی پایینی دیوار، مقاومت خمشی سیستم کاهش پیدا کند و بیشتر از ظرفیت مقطع موجود، تلاش‌های خمشی افزایش نیابد. این کنترل در تلاش‌های خمشی باعث مؤثرتر بودن این دیوار در قسمت تحتانی می‌شود. در دیوار R2-H2 نیز این موضوع حاکم است. با کاهش سختی کابل‌ها در نیمه‌ی فوقانی دیوار، تلاش خمشی در قسمت فوقانی کنترل می‌شود و تأثیر به‌سزایی در قسمت فوقانی در کاهش تلاش‌های خمشی مشاهده می‌گردد.

حداکثر جابه‌جایی نسبی بام

شکل (۱۵) میانه‌ی حداکثر جابه‌جایی نسبی بام را نشان می‌دهد. حداکثر مقادیر جابه‌جایی نسبی بام تحت شتاب‌نگاشت‌های NF- Pulse، اتفاق می‌افتد. در بین دیوارهای موردبررسی تحت شتاب‌نگاشت‌های NF- Pulse، دیوار گهواره‌ای دوگانه R2-H1 بحرانی‌تر ازنظر

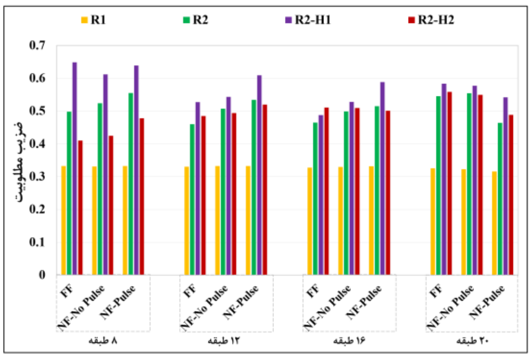
ایجاد حداکثر جابه‌جایی بام می‌باشد. حداکثر جابه‌جایی نسبی بام تحت NF- Pulse در سازه‌ی ۱۲ طبقه R2-H1 با مقدار ۲٫۳ درصد است.



شکل ۱۵ میانه‌ی حداکثر جابه‌جایی نسبی بام تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف لرزه‌ای

انتخاب سازه‌های بهینه بااستفاده از ضرایب مطلوبیت

در ادامه برای بررسی سازه‌های مدنظر، درصد کاهش لنگر و برش سیستم گهواره‌ای دوگانه نسبت‌به حالت گهواره‌ای و درصد کاهش دریفت پس‌ماند میان طبقه‌ای نسبت‌به حالت پایه گیردار به‌صورت ضریب مطلوبیت پرداخته شده‌است. باتوجه به این‌که حداکثر اثرات مودهای بالا به‌صورت افزایش خمش و برش در سیستم گهواره‌ای اتفاق افتاده‌است، مقادیر تلاش‌های سیستم‌های گهواره‌ای دوگانه نسبت‌به این سیستم مورد مقایسه قرار گرفته‌است. هم‌چنین مقادیر حداکثر دریفت پس‌ماند میان- طبقه‌ای در سیستم پایه- گیردار اتفاق می‌افتد، پس برای بررسی دریفت‌های پس‌ماند میان- طبقه‌ای سازه‌های پایه- گهواره‌ای و گهواره‌ای دوگانه نسبت‌به حالت پایه- گیردار موردبررسی قرار گرفته‌است. ضرایب مطلوبیت به‌صورت میانگین سه ضریب مطلوبیت خمشی، برشی و جابه‌جایی نسبی پس‌ماند میان- طبقه‌ای در شکل (١٦) نشان داده شده‌است. در اکثر حالات ضرایب مطلوبیت سیستم گهواره‌ای دوگانه با کاهش مساحت کابل در پایه (R2-H1) مقادیر بیشتری داشته‌است. هم‌چنین باتوجه به این‌که ضرایب مطلوبیت برشی و خمشی سیستم R1 برابر با صفر می‌باشد، مطلوبیت این سیستم وابسته به ضریب مطلوبیت جابه‌جایی نسبی پس‌ماند می‌باشد که تقریبا نزدیک به یک است. حداکثر ضریب مطلوبیت سازه تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سازه‌های ۸، ۱۲، ١٦ و ٢٠ طبقه به‌ترتیب برابر با ۰٫٦٥، ۰٫٦١، ۰٫۵۹ و ۰٫۵۸ می‌باشد. شکل (١٦) نشان می‌دهد که ضرایب مطلوبیت در سازه‌های ۸ طبقه نسبت‌به سایر سازه‌ها دارای مقدار بیشتری است. دلیل این موضوع بالا بودن ضریب مطلوبیت برشی در این سازه است. اکثر تحقیقات [١٦ و ١٧] مطلوبیت سیستم را به‌صورت کاهش لنگر خمشی بررسی می‌کنند. در این تحقیق علاوه‌بر مطلوبیت لنگر خمشی، ضریب مطلوبیت برشی نیز درنظر گرفته شده‌است. این موضوع در سازه‌ی ۸ طبقه باعث افزایش ضریب مطلوبیت کلی به‌علت بالا بودن ضریب مطلوبیت برشی (حدود ۲۰ درصد)، شده‌است (به‌ویژه در دیوار R2-H1). در دیوار R2-H1 به‌علت کاهش مساحت کابل در نیمه‌ی پایین دیوار، جاذب‌های انرژی کرنش‌های پلاستیک بیشتری را تجربه کرده‌اند و لذا منجر به اتلاف انرژی بیشتری شده‌اند و درنتیجه تلاش‌های ایجادشده از جمله برش پایه کمتر بوده‌اند. این موضوع افزایش مطلوبیت برشی را به‌همراه داشته‌است.



شکل ١٦ ضرایب مطلوبیت دیوارهای سازه‌ای موردبررسی تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای

در این تحقیق برای هر سازه مطابق جدول (۱)، دیوارهای دوگانه‌ی پیشنهادی تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای ارائه شده‌است که استفاده از این دیوارها می‌توان عملکرد مطلوب‌تری برای هر نوع سازه تحت هر رکورد لرزه‌ای ایجاد کند. مطابق این جدول استفاده از سیستم‌های دوگانه در ارتفاع با کاهش مساحت کابل در بلوک تحتانی (R2-H1) می‌تواند تحت رکوردهای لرزه‌ای مختلف مؤثرتر واقع گردد. البته در سازه‌ی ۱٦ طبقه تحت رکوردهای FF، سیستم‌های دوگانه در ارتفاع با کاهش مساحت کابل در بلوک فوقانی (R2-H2) مؤثرتر واقع شده‌است. دقت شود جدول (۱) تعیین مقاطع گهواره‌ای، بدون کنترل حداکثر جابه‌جایی نسبی و حداکثر تنش ایجادشده در کابل می‌باشد. این کنترل‌ها برای انتخاب دیوار بهینه باید انجام شود.

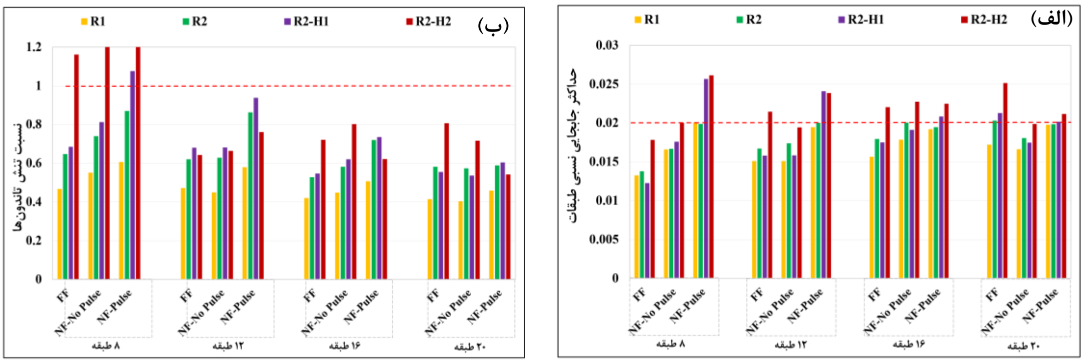
جدول ۱ سازه‌های گهواره‌ای دوگانه پیشنهادی بهینه باتوجه به ضرایب مطلوبیت

سازه	FF	NF-No Pulse	NF-Pulse
۸ طبقه	R2-H1	R2-H1	R2-H1
۱۲ طبقه	R2-H1	R2-H1	R2-H1
۱٦ طبقه	R2-H2	R2-H1	R2-H1
۲۰ طبقه	R2-H1	R2-H1	R2-H1

به‌طور مثال برای سازه‌ی ۱٦ طبقه تحت رکوردهای FF، NF-No Pulse و NF-Pulse به‌ترتیب دیوارهای گهواره‌ای دوگانه R2-H2، R2-H1 و R2-H1 پیشنهاد می‌گردد. ضرایب مطلوبیت دیوار R2-H2 تحت شتاب‌نگاشت‌های FF، به‌ترتیب برای dc_1 (ضریب مطلوبیت خمشی)، dc_2 (ضریب مطلوبیت برشی) و dc_3 (ضریب مطلوبیت جابه‌جایی نسبی پس‌ماند) برابر با ۳۹، ۱٦ و ۹۸ درصد می‌باشد. ضرایب مطلوبیت دیوار R2-H1 تحت شتاب‌نگاشت‌های NF-No Pulse، به‌ترتیب برای dc_1، dc_2 و dc_3 برابر با ٤۰، ۱۹ و ۹۹ درصد می‌باشد. ضرایب مطلوبیت دیوار R2-H1 تحت شتاب‌نگاشت‌های NF-Pulse، به‌ترتیب برای dc_1، dc_2 و dc_3 برابر با ٦۷، ۹ و ۹۹ درصد می‌باشد. همان‌طور که مشخص است دوگانه کردن سیستم‌های گهواره‌ای در کاهش خمش مؤثرتر از کاهش برش عمل می‌کند.

گزینش سازه‌های بهینه

طراحی سازه‌ی پایه- گهواره‌ای با کنترل ۲ درصد جابه‌جایی نسبی بین طبقات انجام شده‌است. باتوجه به این‌که در این مقاله رکوردهای لرزه‌ای متنوع و هم‌چنین سیستم‌های گهواره‌ای مختلف موردبررسی قرار گرفته‌است، تقاضاهای جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای ممکن است افزایش یابد. به‌منظور ارزیابی این نکته، در شکل (۱۷- الف) حداکثر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای نشان داده شده‌است. مطابق این شکل سازه‌های بهینه پیشنهادی جدول (۱) تحت بعضی از رکوردهای لرزه‌ای جوابگو نمی‌باشند. به‌طور مثال R2-H1 تحت NF-Pulse، حداکثر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای برابر با ۲,۱ درصد می‌باشد و سازه‌ی پیشنهادی به R2 تغییر یافته‌است. برای سایر سازه‌ها نیز ابتدا جابه‌جایی‌های نسبی پس‌ماند میان- طبقه‌ای و سپس حداکثر تنش ایجادشده در کابل‌ها بررسی شده‌است. حداکثر تنش ایجادشده در کابل‌ها مطابق شکل (۱۷- ب) می‌باشد. مطابق این جدول در تعدادی سازه‌ی گهواره‌ای دوگانه‌ی ۸ طبقه تنش در کابل‌ها بیش از مقدار مجاز ۱ شده‌است. در سایر سازه‌ها ازنظر وقوع حداکثر تنش ایجادشده در کابل‌ها، ایمن می‌باشد. جدول (۲) سازه‌های گهواره‌ای دوگانه‌ی پیشنهادی بهینه را باتوجه به ضرایب مطلوبیت و گزینش سازه‌ای نشان می‌دهد.



شکل ۱۷ ارزیابی دیوارهای سازه‌ای موردبررسی تحت انواع رکورد لرزه‌ای: (الف) حداکثر جابه‌جایی نسبی میان- طبقه‌ای و (ب) حداکثر تنش ایجادشده در کابل‌های پیش‌تنیده

جدول ۲ سازه‌های گهواره‌ای دوگانه پیشنهادی بهینه باتوجه به ضرایب مطلوبیت و گزینش سازه‌ای

سازه	FF	NF-No Pulse	NF-Pulse
۸ طبقه	R2-H1	R2-H1	R2
۱۲ طبقه	R2-H1	R2-H1	R2
۱٦ طبقه	R2-H1	R2-H1	R2
۲۰ طبقه	R2	R2-H1	R2-H1

جدول (۲) به‌صورت کلی مؤثرتر بودن دیوارهای گهواره‌ای دوگانه را نسبت‌به پایه- گهواره‌ای نشان می‌دهد. از آن‌جا که تحت اثر رکوردهای NF-Pulse غالبا جابه‌جایی‌های نسبی زیاد ایجاد می‌شود، سیستم دیوار- گهواره‌ای دوگانه بدون کاهش مساحت کابل (R2) انتخاب شده‌است. به‌طوری‌که در سازه‌های ۸، ۱۲ و ۱٦ طبقه، دیوار R2 و صرفا در سازه‌ی ۲۰ طبقه، دیوار R2-H1 انتخاب شده‌است. در سیستم‌های دیوار گهواره‌ای تحت رکوردهای NF-No Pulse مشکل جابه‌جایی نسبی زیاد و یا نسبت تنش بالا در کابل مشاهده نمی‌شود و لذا دیوار R2-H1 انتخاب شده‌است. در سیستم‌های دیوار گهواره‌ای تحت رکوردهای FF دیوار R2-H1 در سازه‌های ۸، ۱۲ و ۱٦ طبقه مؤثر عمل کرده‌است ولی در سازه‌ی ۲۰ طبقه به‌علت مشکل جابه‌جایی‌های نسبی زیاد، به R2 تغییر داده شده‌است.

جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این تحقیق به بررسی اثرات زلزله‌های دور (FF) و نزدیک گسل دارای پالس (NF-Pulse) و بدون پالس (NF-No Pulse) در سازه‌های مرکزگرای گهواره‌ای پرداخته شده‌است. دیوارهای مرکزگرا شامل دو نوع پایه- گهواره‌ای (R1) و گهواره‌ای دوگانه موردبررسی قرار گرفتند. دیوارهای گهواره‌ای دوگانه خود دارای سه نوع بدون کاهش مساحت کابل (R2)، با کاهش مساحت کابل در بلوک تحتانی (R2-H1) و با کاهش مساحت کابل در بلوک فوقانی (R2-H2) می‌باشند. سازه‌های موردبررسی دارای تعداد طبقات ۸، ۱۲، ۱٦ و ۲۰ بودند. مدل‌ها در نرم‌افزار OpenSEES و به‌صورت دوبعدی تحت

تحلیل‌های تاریخچه- زمانی موردبررسی قرار گرفتند. به‌منظور مقایسه‌ی سازه‌ها و انتخاب طرح برتر گهواره‌ای، ضریب مطلوبیت به‌صورت میانگین سه ضریب درصد کاهش خمش، برش و جابه‌جایی نسبی پس‌ماند تعریف شد. خلاصه نتایج و نکات حاصل از این تحقیق به‌صورت زیر قابل اشاره‌است:

۱. در سیستم‌های مرکزگرای گهواره‌ای جابه‌جایی نسبی پس‌ماند بسیار ناچیز و قابل صرف‌نظر می‌باشد. به‌طوری‌که حداکثر جابه‌جایی نسبی پس‌ماند در سازه‌های موردمطالعه برابر با ۰٫۰۰۰۱۸ بود.

۲. مود غالب حرکت در سیستم‌های مرکزگرای پایه- گهواره‌ای (R1) تحت بارهای لرزه‌ای، مود اول است. با افزایش ارتفاع سازه، اثرات مودهای بالاتر بیشتر می‌شود و تلاش‌های خمشی و برشی اضافی در هسته ایجاد می‌شود.

۳. برای کاهش اثرات مودهای بالا، سیستم‌های گهواره‌ای دوگانه پیشنهاد شده‌است. استفاده از مقاطع گهواره‌ای دوگانه با نسبت مساحت‌های کمتر از مقادیر طراحی می‌تواند تأثیر بسیار زیادی در کاهش تقاضای مودهای بالاتر در سازه داشته باشد. سازه‌های گهواره‌ای دوگانه با کاهش مساحت کابل در بلوک تحتانی (R2-H1) نسبت‌به سایر سازه‌های گهواره‌ای عملکرد لرزه‌ای بهتری داشتند، به‌نحوی‌که حداکثر ضریب مطلوبیت دیوار R2-H1 مربوط به سازه‌ی ۸ طبقه تحت رکوردهای لرزه‌ای FF، ٦٥ درصد بود.

٤. برای انتخاب طرح لرزه‌ای برتر، کنترل‌های مقاومتی و سختی آیین‌نامه انجام شد. به این منظور، حداکثر جابه‌جایی نسبی میان-طبقه‌ای و حداکثر نسبت تنش در کابل کنترل شد. کنترل‌های مزبور، طرح برتر را تحت رکوردهای لرزه‌ای مختلف تغییر داد. به‌عنوان‌مثال، دیوار سازه‌ای پیشنهادی ۲۰ طبقه تحت رکوردهای FF بدون توجه به تنش ایجادشده در کابل و حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقات، R2-H1 بود، درحالی‌که، با اعمال کنترل‌های آیین‌نامه‌ای، سازه‌ی انتخابی به R2 تغییر پیدا کرد.

۵. از آن‌جا که تحت اثر رکوردهای NF-Pulse، غالبا جابه‌جایی‌های نسبی زیاد ایجاد می‌شود، سیستم دیوار- گهواره‌ای دوگانه بدون کاهش مساحت کابل انتخاب شده‌است، به‌طوری‌که در سازه‌های ۸، ۱۲ و ١٦ طبقه، دیوار R2 و صرفا در سازه‌ی ۲۰ طبقه، دیوار R2-H1 انتخاب شده‌است.

٦. در سیستم‌های دیوار گهواره‌ای تحت رکوردهای NF-No Pulse مشکل جابه‌جایی نسبی زیاد و یا نسبت تنش بالا در کابل مشاهده نمی‌شود و لذا دیوار R2-H1 انتخاب شده‌است.

۷. در سیستم‌های دیوار گهواره‌ای تحت رکوردهای FF دیوار R2-H1 در سازه‌های ۸، ۱۲ و ١٦ طبقه مؤثر عمل کرده‌است ولی در سازه‌ی ۲۰ طبقه به‌علت مشکل جابه‌جایی‌های نسبی زیاد، به R2 تغییر داده شده‌است.

۸. علاوه‌بر این‌که سازه‌های گهواره‌ای دوگانه با کاهش مساحت کابل‌ها می‌توانند در کاهش تقاضاهای لرزه‌ای مفید واقع شوند، می‌توانند مساحت کابل مصرفی در سازه‌ها را نیز کاهش دهند. در پایان می‌توان گفت علاوه‌بر مؤثر بودن سیستم‌های جدید گهواره‌ای دوگانه در کاهش تقاضاها، این سیستم‌ها می‌توانند مرکزگرا عمل کنند و بعد از زلزله جابه‌جایی پس‌ماند را به حداقل برسانند و سازه با تعویض‌پذیری سریع اعضای آسیب‌دیده به حالت بهره‌برداری برسد.

در ادامه‌ی پژوهش حاضر، موارد زیر برای تحقیقات آتی پیشنهاد می‌شود:

۱. از آن‌جایی که منحنی‌های شکنندگی ابزار کارآمدی برای انتخاب سازه‌های مقاوم لرزه‌ای هستند، توصیه می‌شود در کارهای آتی به بررسی منحنی‌های شکنندگی سیستم‌های گهواره‌ای پرداخته شود.

۲. مطالعه‌ی پارامتریک روی این سیستم‌ها می‌تواند به شناخت هرچه بهتر آنها کمک کند.

۳. جزئیات اتصالات سیستم‌های مرکزگرای گهواره‌ای به

فونداسیون، دیافراگم و بلوک‌های تحتانی و فوقانی می‌تواند رفتار سازه را تحت تأثیر قرار دهد، لذا تحقیقات بیشتر در این حوزه نیز ضروری است.

سپاس‌گزاری

نویسندگان بر خود لازم می‌دانند از صندوق حمایت از پژوهشگران و فناوران کشور (Iran National Science Foundation: INSF) به‌خاطر حمایت مالی از این پژوهش، مراتب سپاس‌گزاری خود را اعلام نمایند.

مراجع

1. Perez, F. J., Pessiki, S., and Sause, R., "Seismic Design of Unbonded Concrete Walls with Vertical Joint Connectors", *PCI J.*, Vol. 49, No. 1, pp. 58–79, doi: 10.15554/pcij.01012004, (2004).
2. Kurama, Y. C., "Simplified Seismic Design Approach for Friction-damped Unbonded Post-tensioned Precast Concrete Walls", *ACI Struct. J.*, Vol. 98, No. 5, pp. 705–716, (2001).
3. Pennucci, D., Calvi, G. M., and Sullivan, T. J., "Displacement- based Design of Precast Walls with Additional Dampers", *J. Earthq. Eng.*, Vol. 13, No. S1, pp. 40–65, (2009).
4. Holden, T., Restrepo, J., and Mander, J. B., "Seismic Performance of Precast Reinforced and Prestressed Concrete Walls," *J. Struct. Eng.*, Vol. 129, No. 3, pp. 286–296, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:3(286) , (2003).
5. Restrepo, J. I., and Rahman, A., "Seismic Performance of Self-Centering Structural Walls Incorporating Energy Dissipators," *J. Struct. Eng.*, Vol. 133, No. 11, pp. 1560–1570, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:11(1560) , (2007).
6. Perez, F. J., Pessiki, S., and Sause, R., "Experimental Lateral Load Response of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls.," *ACI Struct. J.*, Vol. 110, No. 6, (2013).
7. Perez, F. D. J., "Lateral Load Behavior and Design of Unbonded Post- Tensioned Precast Concrete Walls with Ductile Vertical Joint Connectors Lateral Load Behavior and Design of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls with Ductile Vertical Joint Connectors", (1998).
8. Kurama, Y., Ph, D., Pessiki, S., and Ph, D., "Seismic Behavior and Design of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls", *PCI J.*, No. May-June, pp. 18, (1999).
9. Kurama, Y. C., "Seismic Design of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls with Supplemental Viscous Damping", *ACI Struct. J.*, Vol. 97, No. 4, pp. 648–658, doi: 10.14359/7431, (2000).
10. Kurama, Y. C., "Hybrid Post-Tensioned Precast Concrete Walls for Use in Seismic Regions", *PCI J.*, Vol. 47, No. 5, pp. 36–59, doi: 10.15554/pcij.09012002.36.59, (2002).
11. Eatherton M. R., *et al.*, "Design Concepts for Controlled Rocking of Self-centering Steel-braced Frames", *J. Struct. Eng.*, Vol. 140, No. 11, pp. 4014082, (2014).

12. Ma, X., Eatherton, M., Hajjar, J., Krawinkler, H., and Deierlein, G., "Seismic Design and Behavior of Steel Frames with Controlled Rocking—Part II: Large Scale Shake Table Testing and System Collapse Analysis", *ASCE Struct. Congr.*, No. 2, pp. 1534–1543, doi: doi:10.1061/41130(369)139, (2010).
13. Wiebe, L., Christopoulos, C., and Pampanin, S.,"Seismic Response of Self-centering Base-rocking Steel Structures", in *Proceedings of the Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering*, (2007).
14. Wiebe, L. D. A., "Design of Controlled Rocking Steel Frames to Limit Higher Mode Effects", (2013).
15. Wiebe, L., and Christopoulos, C., "A Cantilever Beam Analogy for Quantifying Higher Mode Effects in Multistorey Buildings", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, Vol. 44, No. 11, pp. 1697–1716, (2015).
16. Wiebe, L., and Christopoulos, C., "Mitigation of Higher Mode Effects in Base-rocking Systems by Using Multiple Rocking Sections", *J. Earthq. Eng.*, Vol. 13, No. 1 SUPPL. 1, pp. 83–108, doi: 10.1080/13632460902813315, (2009).
17. Khanmohammadi, M., and Heydari, S., "Seismic Behavior Improvement of Reinforced Concrete Shear Wall Buildings Using Multiple Rocking Systems", *Eng. Struct.*, Vol. 100, pp. 577–589, 2015, doi: 10.1016/j.engstruct, 06.043, (2015).
18. Kang, S.-M., Kim, O.-J., and Park, H.-G., "Cyclic Loading Test for Emulative Precast Concrete Walls with Partially Reduced Rebar Section", *Eng. Struct.*, Vol. 56, pp. 1645–1657, (2013).
19. Shoujun, W., Peng, P., and Dongbin, Z., "Higher Mode Effects in Frame Pin- supported Wall Structure by Using a Distributed Parameter Model", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, Vol. 45, No. 14, pp. 2371–2387, (2016).
20. Wu, D., Zhao, B., and Lu, X., "Dynamic Behavior of Upgraded Rocking Wall-moment Frames Using an Extended Coupled-two-beam Model", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, Vol. 115, No. January, pp. 365–377, doi: 10.1016/j.soildyn.2018.07.043, (2018).
21. Hasan, M. R., "Parametric Study and Higher Mode Response Quantification of Steel Self-Centering Concentrically-Braced Frames", University of Akron, (2012).
22. Wiebe, L., Christopoulos, C., Tremblay, R., and Leclerc, M., "Mechanisms to Limit Higher Mode Effects in a Controlled Rocking Steel Frame. 1: Concept, Modelling, and Low-amplitude Shake Table Testing", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, Vol. 42, No. 7, pp. 1053–1068, doi: 10.1002/eqe.2259, (2013).
23. Wiebe, L., Christopoulos, C., Tremblay, R., and Leclerc, M., "Mechanisms to Limit Higher Mode Effects in a Controlled Rocking Steel Frame. 2: Large- amplitude Shake Table Testing", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, Vol. 42, No. 7, pp. 1069–1086, (2013).
24. Steele T. C., and Wiebe, L. D. A., "Reducing the Forces in Controlled Rocking Steel Braced Frames Using Partial Ductile Behavior", in *11 U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, No. June, (2018).

25. Steele, T. C., and Wiebe, L. D. A., "Dynamic and Equivalent Static Procedures for Capacity Design of Controlled Rocking Steel Braced Frames", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, Vol. 45, No. 14, pp. 2349–2369, (2016).
26. Li, T., Berman, J. W., and Wiebe, R., "Parametric Study of Seismic Performance of Structures with Multiple Rocking Joints", *Eng. Struct.*, Vol. 146, pp. 75–92, (2017).
27. Buddika, H. A. D. S., Ph, D., Wijeyewickrema, A. C., and Ph, D., "Seismic Shear Forces in Post-Tensioned Hybrid Precast Concrete Walls", *J. Struct. Eng.*, Vol. 144, No. (2009), doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002079, (2018).
28. Najam, F. A., Qureshi, M. I., Warnitchai, P., and Mehmood, T., "Prediction of Nonlinear Seismic Demands of High-rise Rocking Wall Structures Using a Simplified Modal Pushover Analysis Procedure", *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, Vol. 27, No. 15, pp. 1–20, doi: 10.1002/tal.1506, (2018).
29. Qureshi, M. I., and Warnitchai, P., "Reduction of Inelastic Seismic Demands in a Mid- rise Rocking Wall Structure Designed Using the Displacement- based Design Procedure", *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, Vol. 26, No. 2, pp. e1307, (2017).
30. Panagiotou, M., and Restrepo, J. I., "Dual- plastic Hinge Design Concept for Reducing Higher- mode Effects on High- rise Cantilever Wall Buildings", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, Vol. 38, No. 12, pp. 1359–1380, (2009).
31. Arabzadeh H., and Galal, K., "Seismic-response Analysis of RC C-shaped Core Walls Subjected to Combined Flexure, Shear, and Torsion", *J. Struct. Eng.*, Vol. 144, No. 10, pp. 4018165, (2018).
32. Standards, N. Z., "Appendix B: Special Provisions for the Seismic Design of Ductile Jointed Precast Concrete Structural Systems", NZS 3101: 2006, Concrete Standard. Wellington New Zealand, (2006).
33. Orakcal, K., and Wallace, J. W., "Flexural Modeling of Reinforced Concrete Walls-experimental Verification", *ACI Mater. J.*, Vol. 103, No. 2, pp. 196, (2006).
34. FEMA, FEMA P695 :Quantification of Building Seismic Performance Factors. US Department of Homeland Security, FEMA, (2009).
35. Archila, M., "Directionality Effects of Pulse-like Near Field Ground Motions on Seismic Response of Tall Buildings", University of British Columbia, (2014).
36. ASCE/SEI 7, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16)", (2016).